

BAB III TINJAUAN PUSTAKA

3.1 BENDUNG

3.1.1 Tipe – tipe Bendung

Bangunan bendung merupakan bangunan yang dipakai untuk mengatur elevasi air di sungai atau dengan memperlebar pengambilan di dasar sungai.

Ada dua tipe bendung yang digunakan untuk mengatur elevasi air di sungai, yaitu :

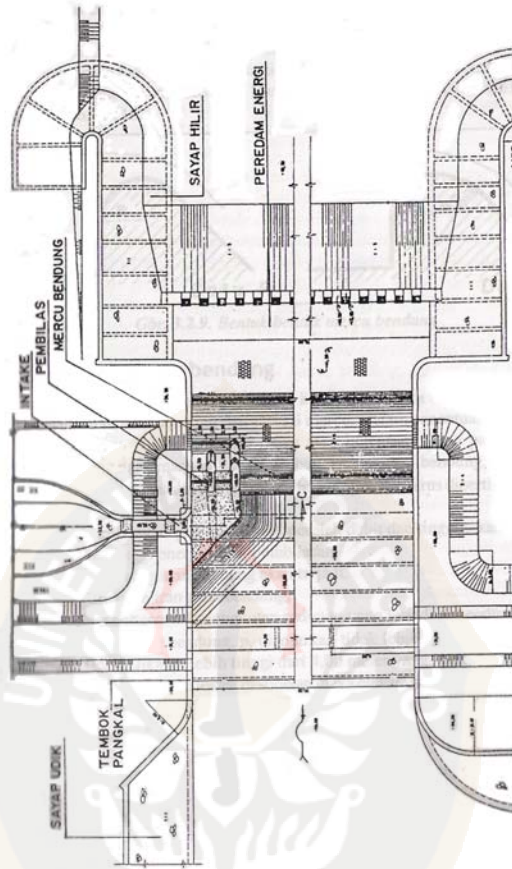
1. Bendung tetap
2. Bendung gerak

Sementara bendung pengambilan air di dasar sungai disebut juga bendung saringan bawah atau bendung *Tyroller*.

1. Bendung Tetap

Bendung tetap dibuat melintang searah dengan sungai untuk menghasilkan elevasi air minimum agar air tersebut bisa dielakkan. Adapun penggunaan dari bendung tetap adalah sebagai berikut :

1. Dari data sungai, bendung tetap mempunyai lebar sungai ≤ 50 m.
2. Tidak ada aliran permukaan selama banjir.
3. Dapat mengangkut kerikil sampai ukuran 64 mm.
4. Mempunyai debit saluran $\leq 10 \text{ m}^3/\text{dt}$.



Gambar 3.1 Lay Out Bendung Tetap

2. Bendung Gerak

Bendung gerak merupakan bangunan berpintu yang dibuka selama aliran besar. Bendung gerak dapat mengatur muka air di depan pengambilan agar air yang masuk tetap sesuai dengan kebutuhan irigasi, kesulitan pada bendung gerak adalah pintu harus tetap dijaga dan dioperasikan dengan baik dalam keadaan apapun. Adapun penggunaan dari bendung gerak adalah sebagai berikut :

1. Kemiringan dasar sungai kecil/ relatif datar.
2. Peninggian dasar sungai akibat konstruksi bendung tetap tidak dapat diterima karena ini akan mempersulit pembuangan air atau membahayakan pekerjaan sungai yang telah ada akibat meningginya muka air.
3. Debit tidak dapat dilewatkan dengan aman dengan bendung tetap.
4. Dapat mengangkut pasir dan kerikil sampai ukuran 64 mm.

Berdasarkan dari penggunaan masing - masing bendung di atas, maka Tugas Akhir kami merupakan bendung tetap. Adapun penjelasan mengenai hidrolik bendung tetap akan diuraikan pada sub bab berikutnya.

3.1.2 HIDROLIK BANGUNAN BENDUNG TETAP

3.1.2.1 Bentang Bendung

Yaitu jarak antara pangkal – pangkalnya (*abutment*), harus sama dengan atau tidak lebih dari 1,2 kali lebar rata – rata sungai pada bagian yang stabil. Adapun persamaannya sebagai berikut :

$$Be = B - 2 (n \cdot Kp + Ka) H_1 \dots\dots\dots (3.52)$$

Di mana :

n = Jumlah pilar

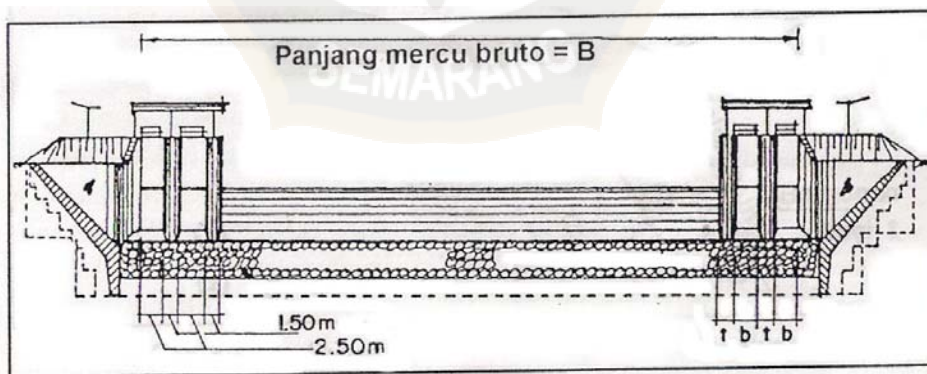
Kp = Koefisien kontraksi pilar

Ka = Koefisien kontraksi pangkal bendung

H₁ = Tinggi energi (m)

B = Lebar mercu yang sebenarnya

Be = Lebar efektif mercu



Gambar 3.2 Lebar Efektif Mercu

Tabel 3.1 Harga – harga Koefisien Konstruksi

| Uraian | Kp |
|--|------|
| Untuk pilar berujung segi empat dengan sudut - sudut yang dibulatkan pada jari – jari yang hampir sama dengan 0,1 dari tebal pilar | 0,02 |
| Untuk pilar berujung bulat | 0,01 |

Lanjutan Tabel 3.1. Harga-harga Koefisien Kontruksi

| Uraian | Kp |
|---|------|
| Untuk pilar berujung runcing | 0 |
| | Ka |
| Untuk pangkal tembok segi empat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran | 0,02 |
| Untuk pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran dengan $0,5 H_1 > r > 0,15 H_1$ | 0,10 |
| Untuk pangkal tembok bulat di mana $r > 0,5 H_1$ dan tembok hulu tidak lebih dari 45° ke arah aliran | 0 |

(Sumber : Kp-02 Standar Perencanaan Irigasi)

3.1.2.2 Perencanaan Mercu

Di Indonesia biasanya menggunakan mercu tipe *Ogee* dan tipe bulat.

1. Mercu bulat

Bendung dengan mercu bulat memiliki harga koefisien debit yang jauh lebih tinggi dibandingkan dengan koefisien bendung ambang lebar. Bendung akan memberikan banyak keuntungan bagi sungai, karena bangunan ini akan mengurangi tinggi muka air hulu selama banjir. Harga koefisien debit menjadi lebih tinggi, karena lengkung *streamline* dan tekanan negatif pada mercu.

Tekanan pada mercu adalah fungsi perbandingan antara H_1 dan r (H_1/r). Untuk bendung dengan dua jari – jari (R_2), jari – jari hilir akan digunakan untuk menemukan harga koefisien debit.

Untuk menghindari bahaya kavitasi lokal, tekanan minimum pada mercu bendung harus dibatasi sampai dengan -4 m tekanan air, jika bangunan tersebut dari beton. Untuk konstruksi pasangan batu, tekanan sub atmosfer sebaiknya dibatasi sampai dengan -1 m tekanan air.

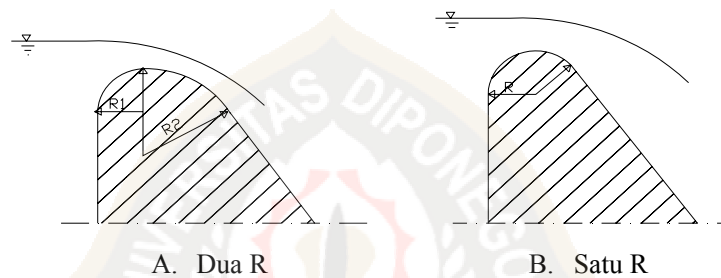
Persamaan energi dan debit untuk bendung ambang pendek dengan pengontrol segi empat adalah sebagai berikut :

$$Q = C_d \frac{2}{3} \sqrt{2/3 \cdot g \cdot b \cdot H_1^{1,5}} \dots\dots\dots (3.53)$$

Di mana :

$$Q = \text{Debit (m}^3/\text{dt)}$$

- C_d = Koefisien debit ($C_d = C_0 C_1 C_2$)
 g = Percepatan gravitasi ($9,8 \text{ m/ dt}^2$)
 b = Bentang efektif bendung (m)
 H_1 = Tinggi energi di atas ambang (m)
 C_0 = Fungsi H_1/ r
 C_1 = Fungsi p/ H_1
 C_2 = Fungsi p/ H_1 dan kemiringan muka hulu bendung



Gambar 3.3 Tipe Mercu Bulat

2. Mercu Ogee

Mercu *Ogee* berbentuk tirai luapan bawah dari bendung ambang tajam (aerasi). Oleh kerana itu, mercu tidak akan memberikan tekanan sub atmosfer pada permukaan mercu sewaktu bendung mengalirkan air pada debit rencana. Untuk debit yang lebih rendah, air akan memberikan tekanan ke bawah pada mercu.

Untuk merencanakan mercu **Ogee** bagian hilir, *U.S Army Corps of Engineers* mengembangkan persamaan sebagai berikut :

$$\frac{Y}{hd} = \frac{1}{k} \left[\frac{X}{hd} \right]^n \dots\dots\dots (3.54)$$

Di mana :

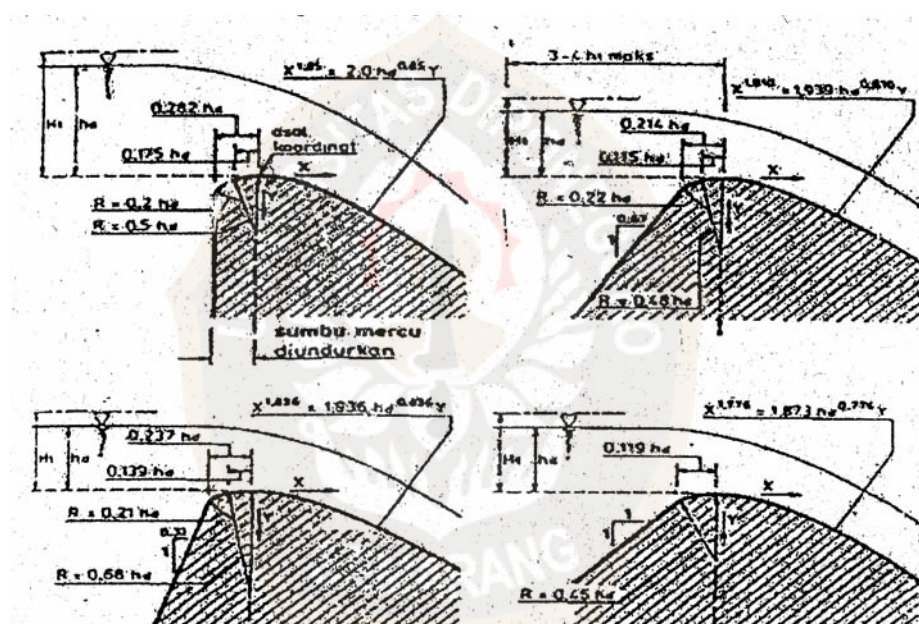
- X dan Y = Koordinat – koordinat permukaan hilir
 hd = Tinggi rencana atas mercu
 k dan n = Parameter

Tabel 3.2 Harga – harga k dan n

| Kemiringan permukaan hilir | k | N |
|----------------------------|-------|-------|
| Vertikal | 2,000 | 1,850 |
| 3 : 1 | 1,936 | 1,836 |
| 3 : 2 | 1,939 | 1,810 |
| 3 : 1 | 1,873 | 1,776 |

(Sumber : Kp-02 Standar Perencanaan Irigasi)

Bentuk – bentuk mercu dapat dilihat pada gambar sebagai berikut :



Gambar 3.4 Tipe Mercu Ogee

Bangunan hulu mercu bervariasi disesuaikan dengan kemiringan permukaan hilir.

Persamaan antara tinggi energi dan debit untuk bendung Ogee adalah :

$$Q = C_d 2/3 \sqrt{2/3 \cdot g \cdot b \cdot H_1^{1.5}} \dots\dots\dots (3.53)$$

Di mana :

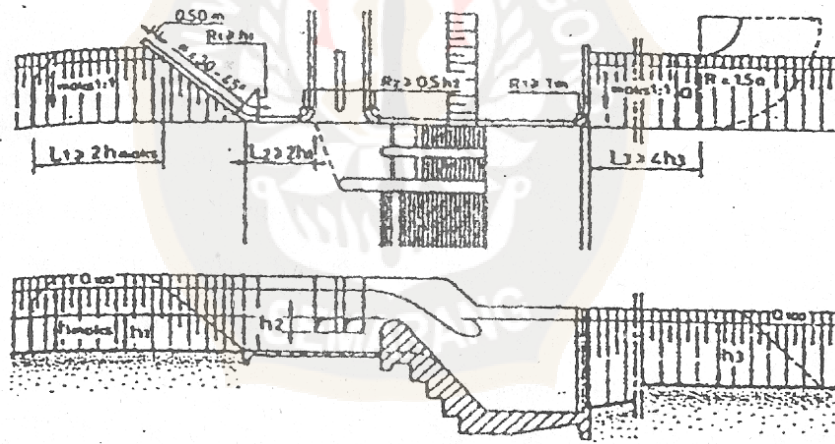
- Q = Debit (m³/ dt)
- C_d = Koefisien debit (C_d = C₀ , C₁ , C₂)
- g = Percepatan gravitasi (9,8 m/ dt²)
- b = Bentang efektif bendung (m)
- H₁ = Tinggi energi di atas ambang (m)

- C_0 = Konstanta (= 1,30)
 C_1 = Fungsi H_1 / h_d
 C_2 = Faktor koreksi untuk permukaan hulu

3.1.2.3 Pangkal Bendung

Menghubungkan bendung dengan tanggul – tanggul sungai dan tanggul – tanggul banjir. Pangkal bendung harus mengalirkan air dengan tanah dan tidak menimbulkan turbulensi. Elevasi pangkal bendung di sisi hulu sebenarnya lebih tinggi dari elevasi air (yang tergantung) selama terjadi debit rencana. Tinggi jagaan yang diberikan adalah 0,75 m sampai dengan 1,5 m (dapat dilihat dari kurva debit).

Gambar pangkal bendung dapat dilihat sebagai berikut :

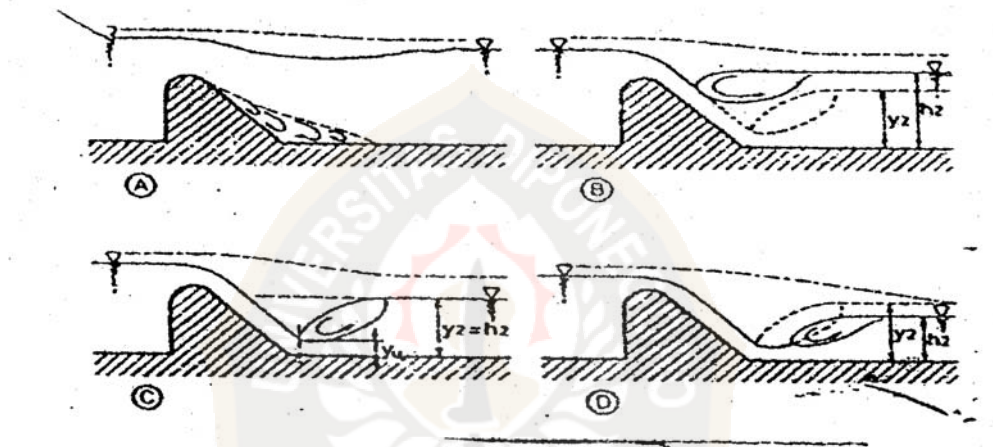


Gambar 3.5 Pangkal Bendung

3.1.2.4 Peredam Energi

Aliran di atas mercu bendung dapat menunjukkan berbagai perilaku di sebelah hilir bendung, akibat kedalaman air yang ada. Adapun kemungkinan-kemungkinan yang terjadi dari pola aliran di atas bendung akan ditunjukkan oleh **Gambar 3.6** yang terdiri dari : **Gambar 3.6A** menunjukkan aliran tenggelam, yang menimbulkan gangguan di permukaan berupa timbulnya gelombang; **Gambar 3.6B** menunjukkan loncatan tenggelam diakibatkan oleh kedalaman air di hilir besar; **Gambar 3.6C** keadaan loncat air, di mana kedalaman air di hilir

sama dengan kedalaman konjungsi loncat air; **Gambar 3.7D** terjadi apabila kedalaman air di hilir kurang dari kedalaman konjungsi, sehingga loncatan akan bergerak ke hilir. Semua tahap ini biasa terjadi di hilir bendung yang dibangun di sungai. Kasus D keadaan yang tidak boleh terjadi, karena loncatan air akan menghempas bagian sungai yang tidak terlindungi dan menyebabkan penggerusan yang luas.



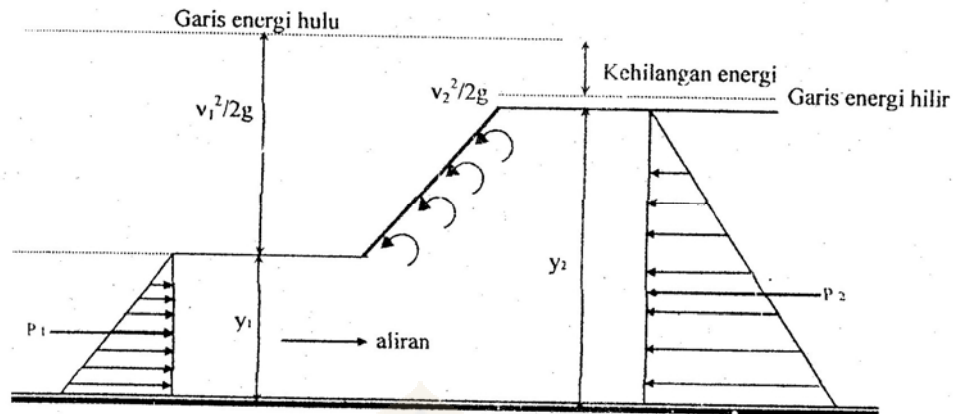
Gambar 3.6 Kondisi Aliran di Atas Mercu Bendung.

Cara menemukan debit untuk peredaman energi, semua debit dicek dengan muka air di hilir. Apabila terjadi degradasi dibuat perhitungan dengan muka air hilir terendah yang mungkin terjadi degradasi. Degradasi harus dicek dulu :

1. Bendung dibangun pada sudetan
2. Sungai alluvial dan bahan tanah yang dilalui rawan terhadap erosi
3. Terdapat waduk di hulu bangunan

3.1.2.5 Kolam Olak

Tipe kolam olak yang akan direncanakan disebelah hilir bangunan tergantung pada energi masuk, yang dinyatakan dengan bilangan *Froude*, dan pada bahan konstruksi kolam olak.



Gambar 3.7 Hubungan Kedalaman Air Hulu dan Hilir

$$\text{Rumus : } y_2 = \frac{y_1}{2} \left[-1 + \sqrt{1 + 8Fr_1^2} \right]$$

$$y_1 = \frac{y_2}{2} \left[-1 + \sqrt{1 + 8Fr_2^2} \right]$$

$$\text{dimana: } Fr = \frac{v_1}{\sqrt{g \cdot y_u}}$$

dimana: y_2 = kedalaman air di atas ambang ujung (m)

y_u = kedalaman air di awal loncat air (m)

Fr = bilangan *Froude*

V_1 = kecepatan awal loncatan (m/dt)

g = percepatan gravitasi (9,8 m/dt²)

Berdasarkan bilangan *Froude*, dapat dibuat pengelompokan - pengelompokan dalam perencanaan kolam olak sebagai berikut :

1. untuk $Fr_u \leq 1,7$ tidak diperlukan kolam olak pada saluran tanah, bagian hilir harus dilindungi dari bahaya erosi dan saluran pasangan batu atau beton tidak memerlukan perlindungan khusus,
2. jika $2,5 \leq Fr_u \leq 4,5$ maka akan timbul situasi paling sulit dalam memilih kolam olak yang tepat,.
3. jika $2,5 \leq Fr_u \leq 4,5$ maka akan timbul situasi yang paling sulit dalam memilih kolam olak yang tepat. Loncatan air tidak terbentuk dengan baik, dan menimbulkan gelombang sampai jarak yang jauh di saluran. Cara

mengatasinya adalah mengusahakan agar kolam olak dengan bilangan *Froude* ini mampu menimbulkan olakan (turbulensi) yang tinggi dengan blok halangnya atau menambah intensitas pusaran dengan pemasangan blok depan kolam,

4. jika $Fr \geq 4,5$,merupakan kolam yang paling ekonomis karena kolam ini pendek. Dengan loncat air yang sama, tangga di bagian ujungnya akan jauh lebih panjang dan mungkin harus digunakan dengan pasangan batu.

Terlepas dari kondisi hidrolis, bilangan *Froude* dan kedalaman air hilir, berdasarkan kondisi dasar sungai dan tipe sedimen, maka kolam olak bisa ditentukan sebagai berikut :

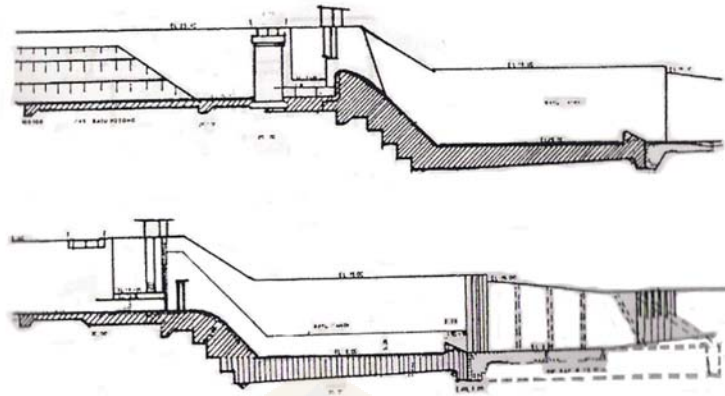
- Bendung di sungai yang mengangkut bongkah atau batu-batu besar dengan dasar yang relatif tahan gerusan, biasanya cocok dengan kolam olak tipe bak tenggelam (*sub merged bucket*)
- Bendung di sungai yang mengangkut batu-batu besar, tetapi sungai itu mengandung bahan alluvial, dengan dasar tahan gerusan, akan menggunakan kolam loncat air tanpa blok – blok halang atau tipe bak tenggelam.
- Bendung di sungai yang hanya mengangkut bahan – bahan sedimen halus dapat direncanakan dengan kolam loncat air yang diperpendek dengan menggunakan blok – blok halang.

3.1.2.5.1 Kolam Olak Tipe USBR

Beberapa kolam olak tipe ini telah dikembangkan oleh USBR. Pinggir dari tipe ini adalah vertikal dan pada umumnya mempunyai lantai yang panjang, blok – blok dan ambang hilir biasa maupun ambang hilir bergigi. Ruang olak dengan blok – blok dan ambang tidak baik untuk sungai yang mengangkut batu.

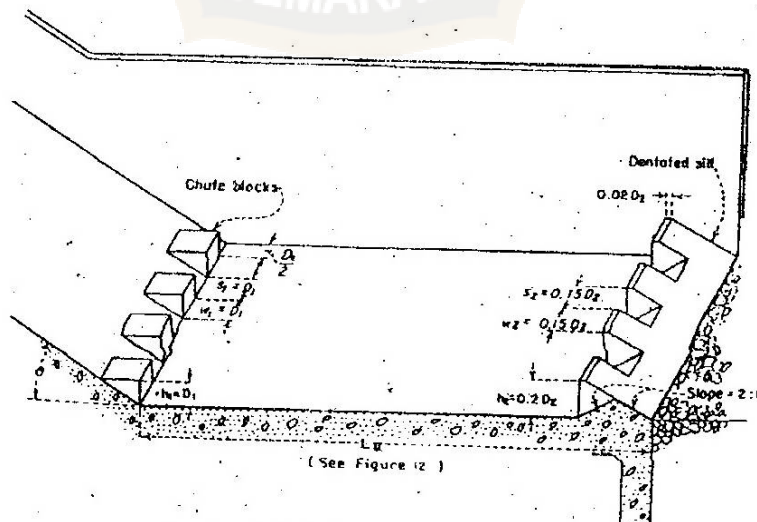
Macam –macam kolam olak tipe USBR sebagai berikut :

1. Kolam olak USBR I, kolam yang terbentuk oleh loncatan hidraulik yang terjadi pada lantai dasar. Tipe ini biasanya tidak praktis karena terlalu panjang dan dipakai untuk bilangan *Froude* 1 ($Fr = 2,5 - 4,5$)



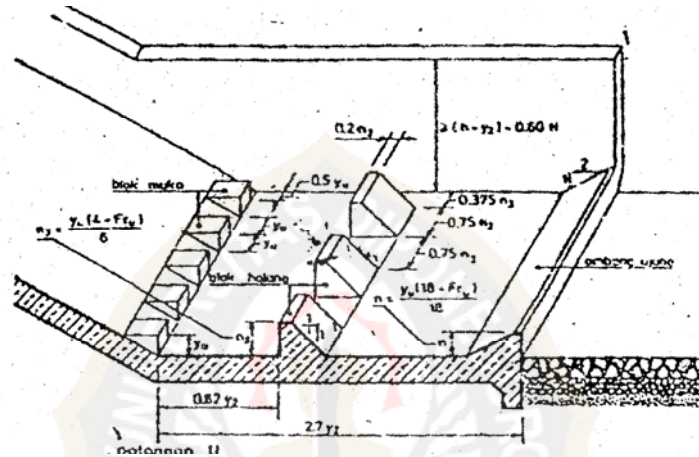
Gambar 3.8 Kolam Olak Tipe USBR 1

2. Kolam olak USBR II, dikembangkan untuk kolam olak yang banyak digunakan pada bendungan tinggi, bendungan urug tanah dan struktur – struktur saluran besar. Kolam olak dilengkapi dengan blok –blok di ujung hulu dan ambang bergigi di ujung hilir. Panjang kolam olak dapat diperoleh dari kurva yang dibuat oleh biro tersebut. Kolam olak USBR II dapat dipakai pada bilangan *Froude* lebih besar atau sama dengan 4,5 ($Fr \geq 4,5$), dengan catatan percepatan v_1 16 m/dt untuk menghindari kavitasi



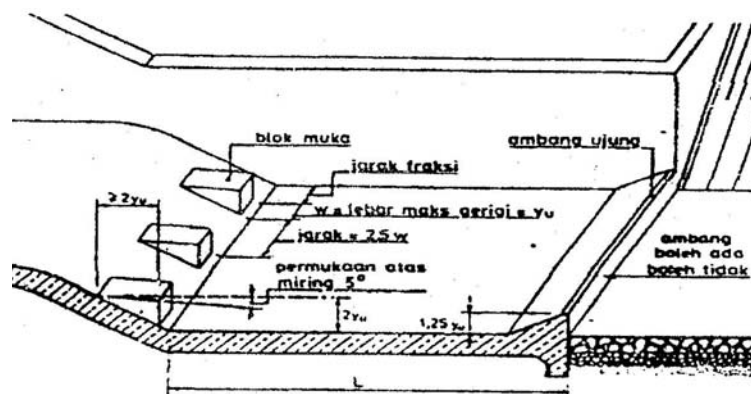
Gambar 3.9 Kolam Olak Tipe USBR II

3. Kolam olak USBR III, digunakan pada bangunan drainase kecil dengan panjang ruang olak : $L_B = \left[\frac{4,5 y_2}{Fr^{0,76}} \right]$, tetapi mempunyai faktor keamanan yang lebih tinggi. Kolam olak USBR II dapat dipakai untuk bilangan *Froude* lebih besar atau sama dengan 4,5 ($Fr \geq 4,5$), tetapi bila kecepatan $v_1 \geq 16m/dt$.



Gambar 3.10 Kolam Olak Tipe USBR III

4. Kolam olak USBR IV dirancang untuk mengatasi persoalan pada loncatan hidrolis yang berisolasi. Kolam olak ini hanya dapat digunakan untuk penampang persegi panjang. Kolam olak USBR IV dipakai untuk bilangan *Froude* 2,5 sampai 4,5.



Gambar 3.11 Kolam Olak Tipe USBR IV

3.1.2.5.2 Kolam Olak Tipe *Vlugter*

Kolam ini tidak bisa digunakan pada tinggi air hilir di atas dan di bawah tinggi muka air yang telah diuji di laboratorium. Penyelidikan ini menunjukkan bahwa tipe bak tenggelam, yang perencanaannya hampir sama dengan kolam *Vlugter* lebih baik. Karena kolam *Vlugter* tidak bisa digunakan pada bendung yang debitnya selalu mengalami fluktuasi. Kolam olak untuk bangunan terjun di saluran irigasi mempunyai batas - batas yang diberikan untuk z/h_c 0,5 ; 2,0 dan 1,5 dihubungkan dengan bilangan *Froude* yaitu 1,0; 2,8 dan 12,8. Bilangan - bilangan *Froude* diambil pada kedalaman z di bawah tinggi energi hulu, bukan pada lantai kolam untuk kolam loncat air.

Rumus :

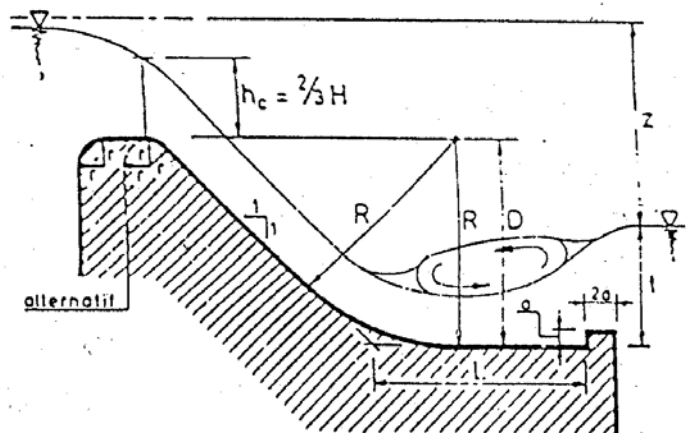
$$h_c = \sqrt{\frac{q^2}{g}}$$

Jika $0,5 < \frac{Z}{h_c} \leq 2,0$ maka $t = 2,4 h_c + 0,4 Z$

Jika $2,0 \leq \frac{Z}{h_c} \leq 15,0$ maka $t = 3,0 h_c + 0,1 Z$

$$\alpha = 0,28 h_c \sqrt{\frac{h_c}{Z}}$$

$D = R = L$ (ukuran dalam meter)



Gambar 3.12 Kolam Olak Tipe *Vlugter*

3.1.2.5.3 Kolam Olak Bak Tenggelam

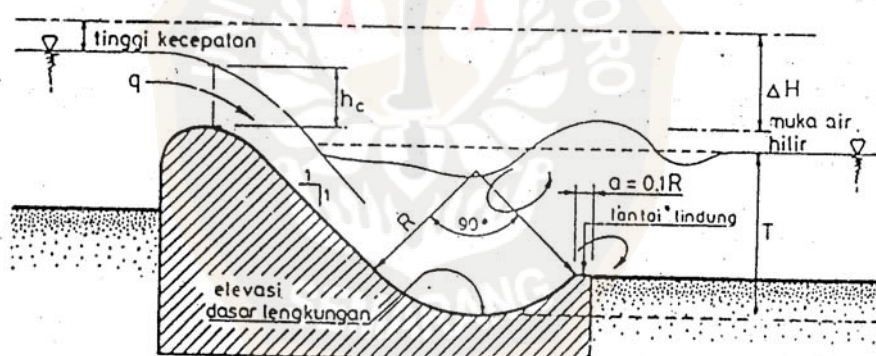
Kolam olah tipe bak tenggelam telah digunakan pada bendung – bendung rendah dan untuk bilangan – bilangan *Froude* rendah. Kriteria yang digunakan untuk perencanaan diambil dari bahan – bahan oleh *Peterka* dan hasil – hasil penyelidikan dengan model. Bahan ini diolah oleh Institut Teknik Hidrolika di Bandung untuk menghasilkan serangkaian perencanaan untuk kolam dengan tinggi energi rendah ini.

$$\text{Rumus : } h_c = 3 \sqrt{\frac{q^2}{g}}$$

Dimana : h_c = kedalaman air kritis (m)

q = debit perlebar satuan (m^3/dt)

g = percepatan gravitasi ($9,8 \text{ m}/\text{dt}^2$)



Gambar 3.13 Kolam Olak Tipe Bak tenggelam

3.1.2.6 Bangunan Pengambilan / Intake pada Bendung

Bangunan pengambilan adalah sebuah bangunan berupa pintu air yang terletak di samping kanan atau kiri bendung. Fungsi bangunan ini adalah untuk mengelakkan air dari sungai dalam jumlah yang diinginkan untuk kebutuhan irigasi. Pembilas pengambilan dilengkapi dengan pintu dan bagian depannya terbuka untuk menjaga, jika terjadi muka air tinggi selama banjir. Besarnya bukaan pintu tergantung dengan kecepatan aliran masuk yang diinginkan. Kecepatan ini tergantung pada ukuran butir bahan yang diangkut.

Elevasi lantai *intake* diambil minimal satu meter di atas lantai hulu bendung, karena sungai mengangkut pasir dan kerikil. Pada keadaan ini, makin tinggi lantai dari dasar sungai maka akan makin baik, sehingga pencegahan angkutan dasar masuk ke *intake* juga makin baik. Tetapi, apabila lantai *intake* terlalu tinggi maka debit air yang tersadap menjadi sedikit, untuk itu perlu membuat *intake* ke arah melebar. Agar penyadapan air dapat terpenuhi dan sedimen masuk ke *intake* dapat terhindari, maka perlu diambil perbandingan tertentu antara lebar dengan tinggi bukaan.

Rumus : $Q_n = 1,2 \times Q$

$$Q_n = \mu . a . b . \sqrt{2 . g . z}$$

Di mana : Q_n = Debit rencana (m/dt)

Q = Kebutuhan air di sawah (m/dt)

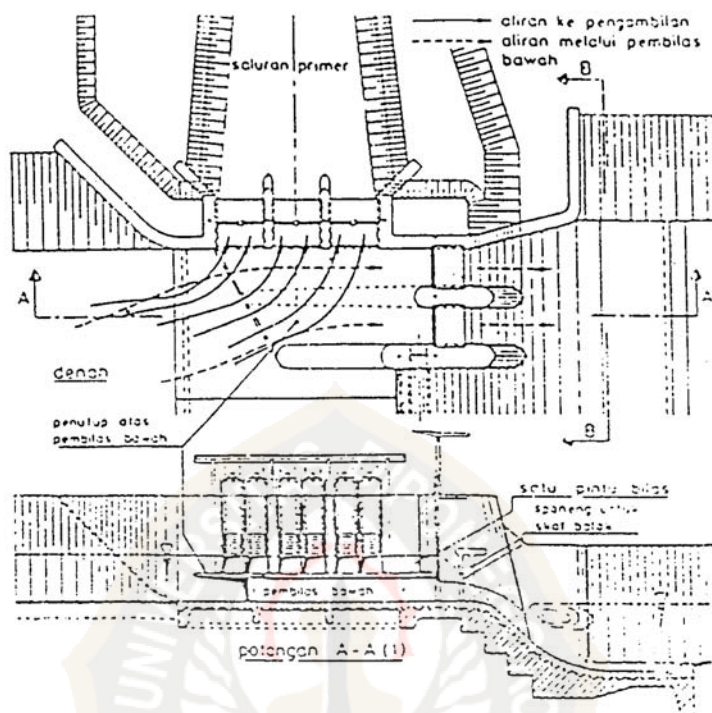
μ = Koefisien debit

a = Tinggi bukaan (m)

b = Lebar bukaan (m)

g = Gaya gravitasi (m/dt²)

z = Kehilangan tinggi energi pada saat bukaan antara 0,15 – 0,3 m



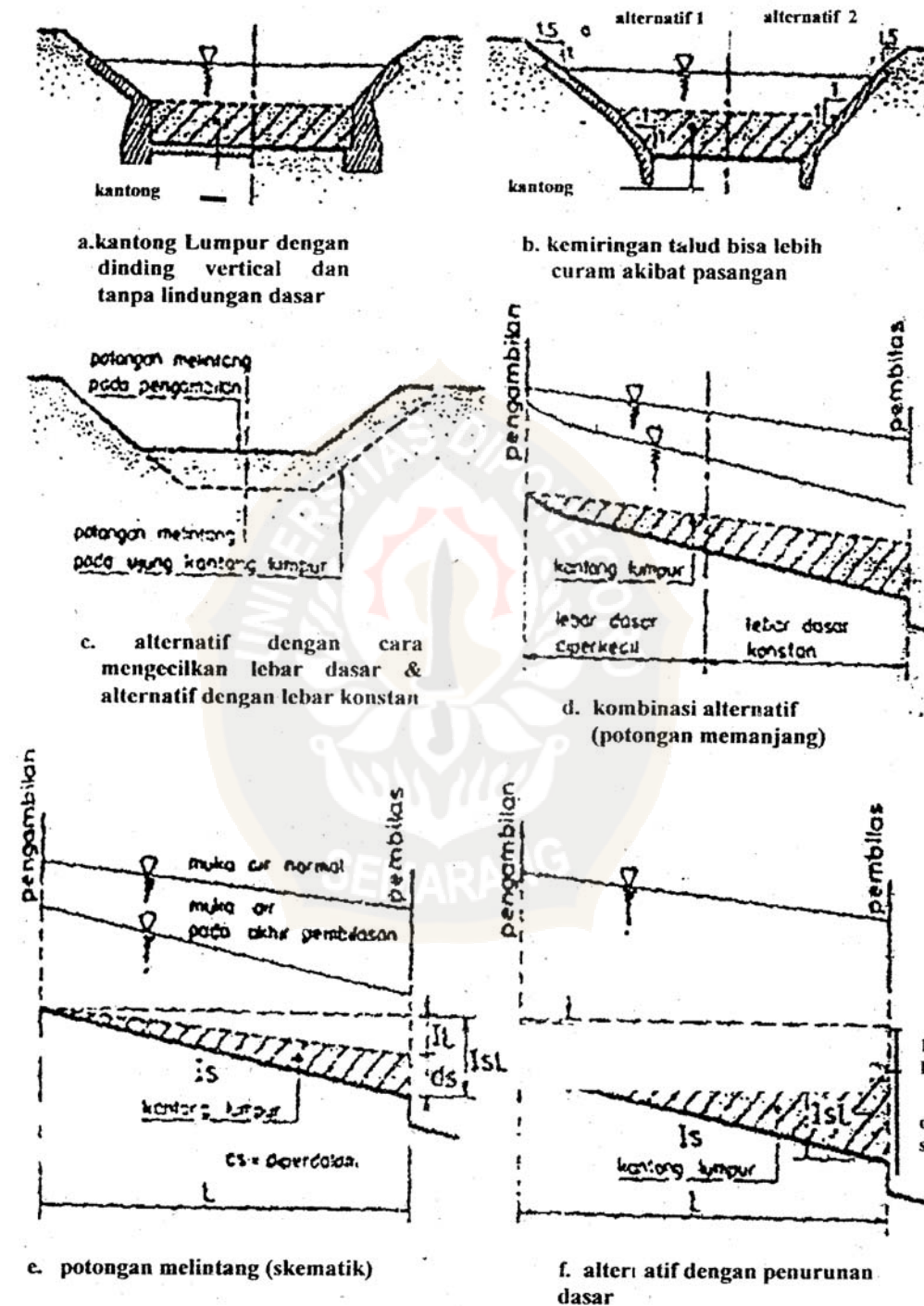
Gambar 3. 14 Bangunan Pengambilan / Intake dengan Penguras Bawah

3.1.2.7 Sedimentasi

Tampungan sedimen di luar (di bawah) potongan melintang air bebas dapat mempunyai beberapa macam bentuk. Gambar 3.15 memberikan beberapa metode pembuatan volume tampungan. Volume tampungan tergantung pada banyaknya sedimen (sedimen dasar maupun sedimen layang) yang akan diendapkan sampai saat pembilasan. Banyaknya sedimen yang terbawa oleh aliran masuk dapat ditentukan oleh :

1. pengukuran langsung di lapangan,
2. rumus angkutan sedimen yang cocok (*Einstein – Brown, Meyer- Peter Mueller*) atau data yang handal,
3. kantong lumpur yang ada di lokasi lain yang sejenis.

Sebagai perkiraan dasar, yang masih harus dicek ketepatannya, jumlah bahan dalam aliran masuk yang akan diendapkan adalah 0,5 %. Kedalaman tampungan di ujung kantong lumpur biasanya sekitar 1,0 meter untuk jaringan kecil (sampai $10 \text{ m}^3/\text{dt}$) hingga 2,5 m untuk saluran yang amat besar ($100 \text{ m}^3/\text{dt}$).



Gambar 3.15 Potongan Melintang dan Memanjang Kantong Lumpur

3.1.2.8 Kantong Lumpur

3.1.2.8.1 Panjang dan Lebar Kantong Lumpur

Untuk merencanakan dimensi kantong lumpur harus diperhatikan partikel yang masuk ke kolam dengan kecepatan endap, kecepatan partikel (w) dan kecepatan air (v) dengan waktu (H/w) yang diperlukan untuk mencapai dasar dan akan berpindah secara horisontal sepanjang kantong lumpur (L) dalam waktu (L/v). Maka persamaannya adalah :

$$\frac{H}{w} = \frac{L}{v}, \text{ dengan } v = \frac{Q}{HB}$$

$$\text{, menghasilkan } LB = \frac{Q}{w}$$

Di mana : H = Kedalaman aliran saluran (m)

w = Kecepatan endap partikel sedimen (m/dt)

L = Panjang kantong lumpur (m)

v = Kecepatan partikel air (m/dt)

Q = Debit saluran (m³/dt)

B = Lebar kantong lumpur (m)

Karena rumus sangat sederhana, maka untuk perencanaan yang lebih detail harus ada faktor koreksi yang berguna untuk menyelaraskan faktor-faktor yang mengganggu seperti : turbulensi air, pengendapan yang terhalang, bahan layang yang sangat banyak. *Velikanov* menganjurkan faktor – faktor koreksi dalam rumus sebagai berikut :

$$LB = \frac{Q}{w} \cdot \frac{\lambda^2}{7,51} \cdot \frac{v}{w} \cdot \frac{(H^{0,5} - 0,2)^2}{H}$$

Di mana : L = Panjang kantong lumpur (m)

B = Lebar kantong lumpur (m)

Q = Debit saluran (m³/dt)

w = Kecepatan endap sedimen (m/dt)

λ = Koefisien pembagian / distribusi *Gauss*

λ adalah fungsi D/T. Di mana D = jumlah sedimen yang diendapkan dan T = jumlah sedimen yang diangkut. $\lambda = 0$ untuk D/T = 0,5; $\lambda = 1,2$ untuk D/T = 0,95; $\lambda = 1,55$ untuk D/T = 0,98.

V = Kecepatan rata – rata aliran (m/dt)

H = Kedalaman aliran air di saluran (m)

Dimensi kantong sedimen sebaiknya sesuai dengan kaidah, bahwa L/B > 8, untuk mencegah agar aliran tidak *meander* di dalam kantong. Apabila topografi tidak memungkinkan kaidah ini, maka kantong harus dibagi ke arah memanjang dengan dinding – dinding pemisah (*divider wall*) untuk mencapai perbandingan antara L dan B. Ada dua metode untuk menentukan kecepatan endap :

1. Pengukuran di tempat

Pengukuran kecepatan endap terhadap contoh – contoh yang diambil dari sungai. Agar metode yang digunakan akurat, sebaiknya diaplikasikan oleh tenaga yang berpengalaman. Metode ini dijelaskan dalam ” Konstruksi Cara-cara untuk Mengurangi Angkutan Sedimen yang akan Masuk ke *Intake* dan Saluran Irigasi ”, dan dilakukan analisis tabung pengendap terhadap contoh air yang diambil dari lapangan.

2. Dengan rumus atau grafik

Metode ini menggunakan grafik *Shields* untuk kecepatan endap bagi pertikel – pertikel individual dalam air yang tenang. Rumus *Velikanov* menggunakan faktor koreksi guna mengkompensasi penggunaan harga – harga kecepatan endap.

3.1.2.8.2 Perhitungan In (eksploitasi normal, kantong sedimen hampir penuh)

$$\text{Rumus : } In = \left[\frac{Vn}{Rn^{2/3} * Ks} \right]^2 \longrightarrow Rn = An/Pn$$

Di mana : In : Kemiringan saluran

Vn : Kecepatan (m/dt)

Rn : Jari – jari hidrolis

An : Luas tampang basah

Pn : Keliling basah

3.1.2.8.3 Perhitungan I_s (pembilas, kantong lumpur kosong)

$$\text{Rumus : } I_s = \left[\frac{V_s}{R_s^{2/3} * K_s} \right]^2 \rightarrow R_s = A_s / P_s$$

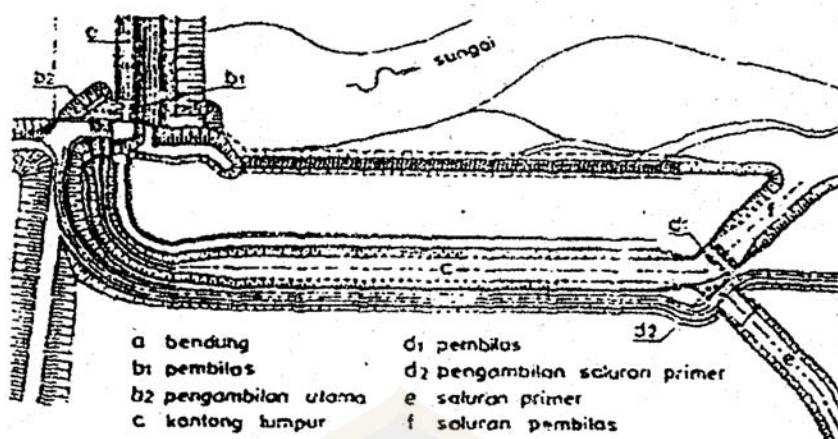
Agar pembilasan dilakukan dengan baik, maka kecepatan aliran harus dijaga agar tetap sub-kritis, di mana aliran sub kritis mempunyai $Fr < 1$, maka persamaannya sebagai berikut : $Fr = \frac{V}{\sqrt{g * h}}$

3.1.2.8.4 Tata Letak Kantong Lumpur, Pembilas Kantong Lumpur, dan Pengambilan Air di Saluran Primer

Tata letak yang baik apabila saluran pembilas merupakan kelanjutan dari kantong lumpur dan saluran primer mulai dari samping kantong (lihat **Gambar 3.16**). Ambang pengambilan di saluran primer sebaiknya di atas tinggi maksimum sedimen, guna mencegah masuknya sedimen ke dalam saluran. Saluran primer terletak di arah yang sama dengan kantong lumpur.

Pembilas terletak di samping kantong lumpur agar pembilasan berlangsung mulus, perlu dibuat dinding pengarah rendah yang mercunya sama dengan tinggi maksimum sedimen dalam kantong. Dalam hal – hal tertentu, misalnya air yang tersedia di sungai tetap, pembilas dapat direncanakan sebagai pengelak sedimen / *sand ejector*. Karena keadaan topografi, kantong lumpur dibuat jauh dari pengambilan dan kedua bangunan tersebut dihubungkan dengan saluran pengarah / *feeder canal*. Tata letak kantong lumpur dengan saluran primer berada pada trase.

Kecepatan aliran dalam saluran pengarah harus memadai agar dapat mengangkut semua fraksi sedimen yang masuk ke jaringan saluran pada pengambilan kantong lumpur. Di mulut kantong lumpur kecepatan aliran banyak dikurangi dan dibagi secara merata di lebar kantong. Oleh karena itu, peralihan antara saluran pengarah dan kantong lumpur hendaknya direncanakan dengan menggunakan dinding pengarah dan alat – alat distribusi aliran lain.



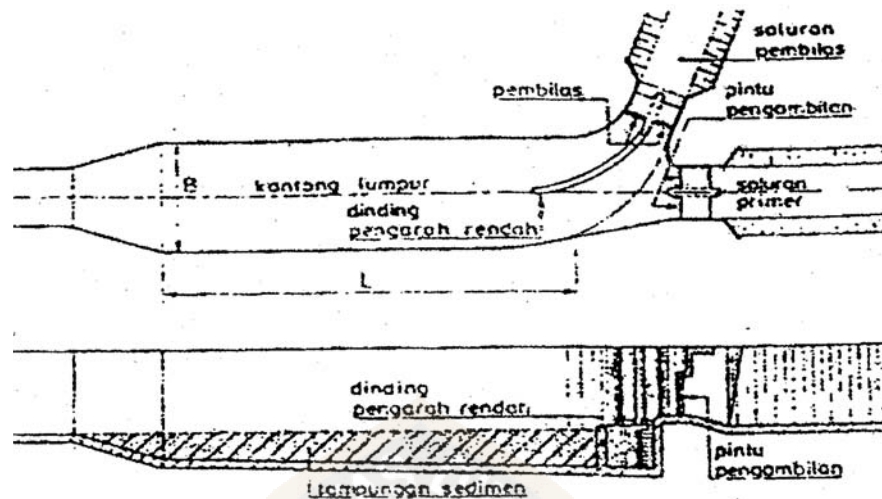
Gambar 3.16 Tata Letak Kantong Lumpur

3.1.2.9 Saluran Pembilas

Selama pembilasan, air yang penuh dengan sedimen dialirkan kembali ke sungai yang sama tetapi di hilir bangunan utama dan sungai lain / ke cekungan (**Gambar 3.17**). Kecepatan dalam saluran pembilas antara 1 sampai 1,5 m / dt. Perencanaan potongan memanjang saluran menggunakan kurva muka air dan debit sungai pada aliran ke luar dan bagan frekuensi terjadinya muka air tinggi di tempat itu.

Perencanaan yang didasarkan pada pembilasan dengan menggunakan muka air sungai dengan periode ulang lima kali pertahun akan memberikan hasil yang memadai. Untuk lebih baiknya, saluran pembilas dihubungkan langsung dengan dasar sungai. Bila sungai sangat dalam pada aliran ke luar, maka pembuatan salah satu dari kemungkinan – kemungkinan berikut hendaknya dipertimbangkan :

1. Bangunan terjun dengan kolam olak dekat sungai
2. Got miring di sepanjang saluran
3. Bangunan terjun dengan kolam olak dengan kedalaman yang cukup tepat di hilir bangunan pembilas



**Gambar 3.17 Tata Letak Kantong Lumpur dengan Saluran Primer
Berada pada Trase yang Sama**

3.2 Kebutuhan Air Irigasi

Kebutuhan air irigasi adalah besarnya debit air yang akan dipakai untuk mengairi lahan di daerah irigasi. Untuk mengetahui apakah air yang tersedia mampu mengairi sawah yang ada, perlu dihitung neraca air daerah irigasi yang bersangkutan. Perhitungan ini dilakukan dengan membandingkan air yang tersedia dengan kebutuhan air yang ada.

Data yang digunakan dalam perhitungan kebutuhan air irigasi adalah :

1. Data curah hujan bulanan (mm)
2. Data klimatologi, meliputi :
 - a. Temperatur bulanan rata-rata ($^{\circ}\text{C}$)
 - b. Kecepatan angin rata-rata (m/dt)
 - c. Kelembaban udara relatif rata-rata (%)
 - d. Lamanya penyinaran matahari rata-rata (%)

Faktor-faktor yang mempengaruhi kebutuhan air adalah jenis tanaman, cara pemberian air, jenis tanah, cara pengolahan, pemeliharaan saluran serta bangunan, besarnya curah hujan, waktu penanaman, pengolahan tanah dan klimatologi.

Menurut jenisnya, ada tiga macam pengertian kebutuhan air, yaitu :

1. Kebutuhan air bagi tanaman (*consumptive use*), yaitu banyaknya air yang dibutuhkan tanaman untuk membuat jaringan (batang dan daun) dan untuk diuapkan (evapotranspirasi).
2. Kebutuhan air untuk areal pertanian, yaitu jumlah air yang dibutuhkan untuk evaporasi dan perkolasi (peresapan air ke dalam dan ke samping).
3. Kebutuhan air untuk irigasi, yaitu jumlah air untuk evaporasi, perkolasi, penjenruhan, penggenangan, dan kehilangan selama penyaluran.

Perhitungan kebutuhn air ini dimaksudkan untuk :

1. Perencanaan pola tanam, rencana tata tanam, dan intensitas tanaman.
2. Menentukan areal yang dapat diairi dengan kondisi yang tersedia.
3. Dapat digunakan untuk membuat pedoman eksploitasi suatu jaringan irigasi yang sesuai dengan persediaan yang ada.

(Sumber : Sub-Direktorat Irigasi DPU, Pedoman Kebutuhan Air Untuk Tanaman Padi dan Tanaman Lain, PSA-010)

Sedangkan dalam perhitungan kebutuhan air didasarkan atas beberapa faktor-faktor yang mempengaruhi yaitu :

3.2.1 Kebutuhan air untuk pengolahan tanah

Kebutuhan air untuk pengolahan tanah tergantung dari besarnya penjenruhan, lama pengolahan (periode pengolahan), dan besarnya evapotranspirasi dan perkolasi yang terjadi.

Menurut KP-01, angka penjenruhan tanah yang diambil 200 mm ditambah dengan lapisan air 50 mm, yakni $200 + 50 = 250$ mm, untuk lama pengolahan 30 hari. Dengan tabel *zyljstra* dan diketahui $E_o + P$ didapatkan angka pengolahan tanah. Untuk palawija 50 mm selama 15 hari.

Rumus : $L_p = M \times e^k / (e^k - 1)$

Di mana :

L_p = Besarnya kebutuhan air

M = $E_o + P$

e = Bilangan rasional

k = $M \times T / S$

T = Lama pengolahan

S = Angka kejenuhan

(Sumber : DPU Pengairan, Standar Perencanaan Irigasi Kp-01)

3.2.2 Kebutuhan air untuk pertumbuhan

Kebutuhan air untuk pertumbuhan tergantung dari jenis tanaman, periode pertumbuhan, faktor jenis tanah, iklim, luas area, topografi. Untuk perhitungan kebutuhan air dipakai data iklim setempat melalui :

1. Intensitas curah hujan (mm/jam)
2. Kelembaban (%)
3. Temperatur (°C)
4. Kecepatan angin (mm/dt)
5. Curah hujan (mm)

Metode perhitungan evapotranspirasi untuk mendapatkan kebutuhan air bagi pertumbuhan, yaitu :

Metode *Penman*

Metode ini digunakan untuk mencari harga evaporasi dari rumput (*grass*) berdasar data klimatologi, yang kemudian untuk mendapatkan harga evapotranspirasi harus dikalikan dengan faktor pertumbuhan (misal : padi, jagung, dan lain-lain)

Sehingga evapotranspirasi sama dengan evaporasi hasil perhitungan *Penman* x *crop faktor*. Dari harga evapotranspirasi yang didapat, kemudian digunakan untuk menghitung kebutuhan air bagi pertumbuhan dengan menyertakan data hujan efektif.

Data yang digunakan adalah temperatur, kelembaban, kecepatan angin, yang diukur pada ketinggian 2 m (atau harus dikonversikan terlebih dahulu), lama penyinaran selama 12 jam, dihitung $0,786Q + 3.46$, dan letak lintang.

$$\text{Rumus} \quad : \quad E_{to} = \frac{1}{L^{-1}x\delta + \Delta(H_{sh}^{na} - H_{lo}^{ne})} + \frac{\delta E_q}{\delta + \Delta}$$

Di mana :

E_{to} = Evapotranspirasi potensial (mm)

H_{sh}^{na} = Jaringan radiasi gelombang pendek
 $= [\alpha_{sh} \times f(fr)] + \alpha^{11} sh \times 10^{-2}$

α = Albedo koefisien (koefisien refleksi), tergantung pada lapisan permukaan yang ada, untuk rumput = 0,25

Ω = Derajat lintang (utara dan selatan)

R_a = $\alpha^{11} sh \times 10^{-2}$
= Radiasi gelombang pendek, maksimum secara teori (*longleys / day*)

H_{lo}^{ne} = Jaringan radiasi gelombang panjang (*longleys / day*)
 $= 0,97 \alpha \text{ Tai}^{-4} \times (0,47 - 0,770 \sqrt{e_d}) \times [1 - 8/10(1 - r)]$

(Sumber : Sub-Direktorat Irigasi I DPU. Pedoman Kebutuhan Air Untuk Tanaman Padi dan Tanaman Lain, PSA – 010)

3.2.3 Evapotranspirasi potensial

Dengan menggunakan data-data klimatologi yang tersedia, maka besarnya evaporasi (ET_o) pada daerah irigasi dapat dihitung. Perhitungan besarnya evaporasi menggunakan metode ” *Modified Penman*”

Rumus : $ET_C = k_C \times ET_o$

Di mana : k_C = Koefisien tanaman

ET_o = Evaporasi potensial (mm/ hari)

(Sumber : KP-02, Kriteria Perencanaan Bangunan Utama)

3.2.4 Perkolasi

Perkolasi adalah meresapnya air ke dalam tanah dengan arah vertikal ke bawah, dari lapisan tidak jenuh ke lapisan jenuh. Perkolasi dipengaruhi oleh sifat tanah, baik sifat fisik, tekstur maupun struktur.

(Sumber : DPU Pengairan, Metode Perhitungan Debit Banjir, SK SNI M-18-1989-F)

3.2.5 Curah hujan efektif (Re)

Curah hujan efektif (Re) untuk menghitung kebutuhan irigasi. Curah hujan efektif adalah bagian dari keseluruhan curah hujan yang secara efektif tersedia untuk kebutuhan air tanaman.

Curah hujan efektif (Re) dihitung dari data curah hujan rata-rata bulanan yang selanjutnya diurutkan dari data terkecil hingga terbesar. Data yang sudah urut lalu diperingkat, yaitu dengan cara :

$$\left(\frac{m}{n+1} \right) \times 100\%$$

Di mana : m = nomor urut (peringkat) yang menunjukkan debit andalan terpilih
n = jumlah data hujan.

Dalam hal ini dihitung hujan 20% kering (*1 in 5 dry*)

(Sumber : DPU Pengairan, Metode Perhitungan Debit Banjir, SK SNI M-18-1989-F)

3.2.6 Koefisien untuk tanaman (Cf)

Untuk memperoleh nilai evapotranspirasi dari suatu tanaman, dengan mengalikan hasil perhitungan evapotranspirasi (E_o) dari *Penman* dengan koefisien tanaman. Besarnya koefisien tanaman tergantung dari jenis tanaman dan fase pertumbuhan.

(Sumber : DPU Pengairan, Metode Perhitungan Debit Banjir, SK SNI M-18-1989-F)

3.2.7 Debit andalan

Debit andalan merupakan debit minimum yang ditentukan, yang dapat dipakai untuk memenuhi kebutuhan irigasi. Dalam hal ini, kemungkinan terpenuhi adalah 80%, atau kemungkinan debit sungai lebih rendah dari debit andalan adalah 20%.

Analisis debit andalan ditentukan dengan cara mengurutkan data yang ada dari yang terkecil sampai yang terbesar. Data yang sudah urut lalu dicari peringkatnya, yaitu dengan cara :

$$\left(\frac{m}{n+1} \right) \times 100\%$$

Di mana : m = nomor urut (peringkat) yang menunjukkan debit andalan terpilih
 n = jumlah data debit

(Sumber : DPU, Buku Petunjuk Perencanaan Irigasi)

3.2.8 Neraca Air

Perhitungan neraca air (*water balance*), yaitu untuk menghitung luas area yang akan diairi pada tiap bulan. Yaitu dengan membandingkan antara debit yang tersedia dengan kebutuhan air, sehingga dapat ditentukan sistem pembagian airnya

(Sumber : KP-02, Kriteria Perencanaan Bagian Jaringan Irigasi)

3.3 ANALISIS HIDROLOGI

Data hidrologi adalah kumpulan keterangan atau fakta mengenai fenomena hidrologi, seperti besarnya curah hujan, temperatur, penguapan, lamanya penyinaran matahari, kecepatan angin, debit sungai, tinggi muka air sungai, kecepatan aliran, konsentrasi sedimen sungai, akan selalu berubah terhadap waktu.

Data hidrologi dianalisis untuk membuat keputusan dan menarik kesimpulan mengenai fenomena hidrologi berdasarkan sebagian data tersebut yang dikumpulkan. Untuk perencanaan bendung, analisis hidrologi yang terpenting, yaitu menentukan debit banjir rencana dan debit andalan.

3.3.1 CURAH HUJAN RENCANA

Berdasarkan peta jaringan stasiun hidrologi, dapat diketahui letak titik data terhadap jaringan keseluruhan dan dapat diwakili oleh data tersebut. Data hujan memuat catatan tinggi hujan harian dari stasiun hujan. Data hujan dapat berasal dari stasiun hujan otomatis ataupun manual. Data hujan dari stasiun hujan otomatis menginformasikan catatan hujan setiap waktu, data ini digunakan untuk analisis distribusi hujan.

Dari data hujan yang ada dapat diketahui tinggi hujan pada titik – titik yang ditinjau, dan selanjutnya dapat dipergunakan untuk analisis banjir akibat

hujan. Analisis selanjutnya diarahkan untuk memperkirakan besarnya debit banjir dengan berbagai kala ulang kejadian.

3.3.1.1 Cara Rata – rata Hitung

Cara menghitung rata – rata aritmatik (*arithmetic mean*) adalah cara yang paling sederhana. Metode rata – rata hitung dengan menjumlahkan curah hujan dari semua tempat pengukuran selama satu periode tertentu dan membaginya dengan banyaknya tempat pengukuran. Jika dirumuskan dalam suatu persamaan adalah sebagai berikut :

$$\bar{R} = \frac{R_1 + R_2 + R_3 + \dots + R_n}{n} \dots\dots\dots (3.1)$$

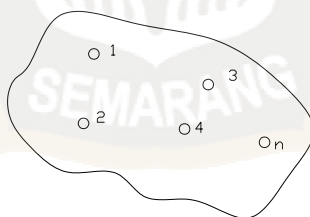
Di mana :

\bar{R} = curah hujan rata – rata (mm)

R_1, \dots, R_n = besarnya curah hujan pada masing – masing stasiun (mm)

N = banyaknya stasiun hujan

(Sumber : Sri Harto, Analisis Hidrologi, 1993)



Gambar 3.18 Sketsa Stasiun Curah Hujan Cara Rata – rata Hitung

3.3.1.2 Cara Poligon Thiessen

Cara ini memperhitungkan luas daerah yang mewakili dari stasiun-stasiun hujan yang bersangkutan, untuk dipergunakan sebagai faktor bobot dalam perhitungan curah hujan rata-rata.

Rumus :

$$\bar{R} = \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n}$$

$$= \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_n}$$

$$\bar{R} = R_1 W_1 + R_2 W_2 + \dots + R_n W_n \dots\dots\dots(3.2)$$

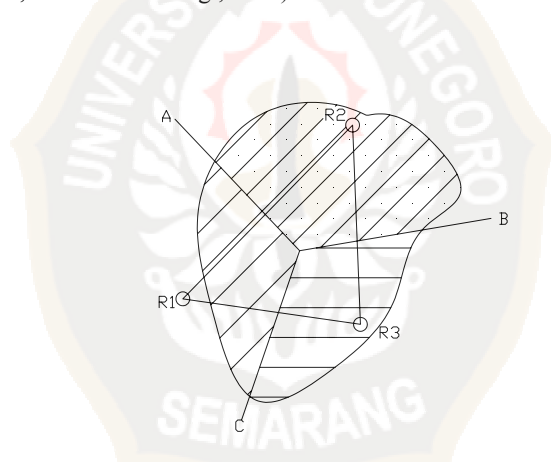
,di mana :

\bar{R} = curah hujan rata – rata (mm)

R_1, R_2, R_n = curah hujan masing – masing stasiun (mm)

W_1, W_2, W_n = faktor bobot masing – masing stasiun yaitu % daerah pengaruh terhadap luas keseluruhan

(Sumber : Sri Harto, Analisis Hidrologi, 1993)



Gambar 3.19 Pembagian Daerah dengan Cara Poligon Thiessen

3.3.1.3 Perhitungan curah hujan rencana dengan periode ulang

Setelah mendapatkan curah hujan rata – rata dari beberapa stasiun yang berpengaruh di daerah aliran sungai, selanjutnya dianalisis secara statistik untuk mendapatkan pola sebaran yang sesuai dengan sebaran curah hujan rata – rata yang ada. Sebaran yang digunakan dalam perhitungan daerah curah hujan adalah :

a. Sebaran normal

$$C_s = 0$$

b. Sebaran log normal

$$C_k = 3 C_v \dots\dots\dots(3.3)$$

c. Sebaran *Gumbel*

$$C_s \leq 1,1396 ; C_k \leq 5,4002$$

d. Sebaran log Pearson III

$$C_s \neq 0$$

$$C_s = \frac{n}{(n-1)(n-2)S^3} \sum (R_i - \bar{R})^3 \dots\dots\dots(3.4)$$

$$C_v = (S_x / R) \dots\dots\dots(3.5)$$

$$C_k = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \sum (R_i - \bar{R})^4 \dots\dots\dots(3.6)$$

Dengan :

C_s = Koefisien Keruncingan (*skewness*)

C_k = Koefisien Kurtosis

C_v = Koefisien Variasi

R_i = Curah hujan masing – masing pos (mm)

\bar{R} = Curah hujan rata – rata (mm)

S = Standar deviasi

(Sumber : Hidrologi untuk Pengairan, Ir. Suyono Sosrodarsono)

Dengan mengikuti pola sebaran yang sesuai, selanjutnya dihitung curah hujan rencana dalam beberapa periode ulang, yang akan digunakan untuk mendapatkan debit banjir rencana. Sebelum menghitung debit banjir, dilakukan uji keselarasan.

Uji keselarasan dimaksudkan untuk menetapkan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi *statistic sample* data yang dianalisis. Ada dua jenis keselarasan (*Goodness of Fit Test*), yaitu uji keselarasan ***Chi Kuadrat*** dan ***Smirnov Kolmogorof***. Pada tes ini biasanya yang diamati adalah nilai hasil perhitungan yang diharapkan.

1. Uji keselarasan ***Chi Kuadrat***

$$\text{Rumus : } x^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots(3.7)$$

Di mana :

x^2 = harga ***chi kuadrat***

O_i = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke – i.

E_i = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke – i

G = jumlah sub kelompok

III)

Prosedur uji **Chi Kuadrat** adalah sebagai berikut :

- Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
- Kelompokkan data menjadi G sub-grup yang masing – masing beranggotakan minimal empat data pengamatan.
- Jumlahkan data pengamatan sebesar O_i tiap sub-grup
- Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i .
- Pada tiap sub-grup hitung nilai : $(O_i - E_i)^2$ dan $\frac{(O_i - E_i)}{E_i}$
- Jumlah seluruh G sub-grup nilai $\frac{(O_i - E_i)}{E_i}$ untuk menentukan nilai chi-kuadrat hitung
- Tentukan derajat kebebasan $dk = G - R - I$ (nilai R^2 untuk distribusi normal dan binormal)

Interprestasi hasil uji sebagai berikut :

- Apabila peluang $\geq 5\%$, maka persamaan distribusi yang digunakan dapat diterima.
- Apabila peluang $\leq 1\%$, maka persamaan distribusi yang digunakan tidak dapat diterima.
- Apabila peluang 1-5 %, maka tidak mungkin mengambil keputusan, misal perlu data tambahan.

Tabel 3.3 Nilai kritis untuk distribusi Chi Kuadrat

| Dk | Derajat Kepercayaan | | | | | | | |
|----|---------------------|---------|----------|---------|-------|--------|--------|--------|
| | 0,995 | 0,99 | 0,975 | 0,95 | 0,05 | 0,025 | 0,01 | 0,005 |
| 1 | 0,0000393 | 0,00015 | 0,000982 | 0,00393 | 3,841 | 5,024 | 6,635 | 7,879 |
| 2 | 0,0717 | 0,0201 | 0,0506 | 0,103 | 5,991 | 7,378 | 9,210 | 10,597 |
| 3 | 0,100 | 0,115 | 0,216 | 0,352 | 7,815 | 9,348 | 11,345 | 12,838 |
| 4 | 0,207 | 0,297 | 0,484 | 0,711 | 9,488 | 11,143 | 13,277 | 14,860 |

| | | | | | | | | |
|----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 5 | 0,412 | 0,554 | 0,831 | 1,145 | 11,070 | 12,832 | 15,086 | 16,750 |
| 6 | 0,676 | 0,872 | 1,237 | 1,635 | 12,592 | 14,449 | 16,812 | 18,548 |
| 7 | 0,989 | 1,239 | 1,690 | 2,167 | 14,067 | 16,013 | 18,475 | 20,278 |
| 8 | 1,344 | 1,646 | 2,180 | 2,733 | 15,507 | 17,535 | 20,09 | 21,955 |
| 9 | 1,735 | 2,088 | 2,700 | 3,325 | 16,919 | 19,023 | 21,666 | 23,589 |
| 10 | 2,156 | 2,558 | 3,247 | 39,40 | 18,307 | 20,483 | 23,209 | 25,188 |
| 11 | 2,603 | 3,053 | 3,816 | 4,575 | 19,675 | 21,492 | 24,725 | 26,757 |
| 12 | 3,074 | 35,71 | 4,404 | 5,226 | 21,026 | 23,337 | 26,217 | 28,300 |
| 13 | 3,565 | 4,107 | 5,009 | 5,892 | 22,362 | 24,736 | 27,688 | 29,819 |
| 14 | 4,075 | 4,660 | 5,629 | 6,571 | 23,685 | 26,119 | 29,141 | 31,319 |
| 15 | 4,601 | 5,229 | 6,161 | 7,261 | 24,996 | 27,488 | 30,578 | 32,801 |
| 16 | 5,142 | 5,812 | 6,908 | 7,962 | 26,296 | 28,845 | 32,000 | 34,267 |
| 17 | 5,697 | 6,408 | 7,564 | 8,672 | 27,587 | 30,191 | 33,409 | 35,718 |
| 18 | 6,265 | 7,015 | 8,231 | 9,390 | 28,869 | 31,526 | 34,805 | 37,156 |
| 19 | 6,844 | 7,633 | 8,907 | 10,117 | 30,144 | 32,852 | 36,191 | 38,582 |
| 20 | 7,434 | 8,260 | 9,591 | 10,851 | 31,410 | 34,170 | 37,566 | 39,997 |
| 21 | 8,034 | 8,897 | 10,283 | 11,591 | 32,671 | 35,479 | 38,932 | 41,401 |
| 22 | 8,643 | 9,542 | 10,982 | 12,338 | 33,924 | 36,781 | 40,289 | 42,796 |
| 23 | 9,260 | 10,196 | 11,689 | 13,091 | 36,172 | 38,076 | 41,638 | 44,181 |
| 24 | 9,886 | 10,856 | 12,401 | 13,848 | 36,415 | 39,364 | 42,980 | 45,558 |
| 25 | 10,520 | 11,524 | 13,120 | 14,611 | 37,652 | 40,646 | 44,314 | 46,928 |
| 26 | 11,160 | 12,198 | 13,844 | 15,379 | 38,885 | 41,923 | 45,642 | 48,290 |
| 27 | 11,808 | 12,879 | 14,573 | 16,151 | 40,113 | 43,194 | 46,963 | 49,645 |
| 28 | 12,461 | 13,565 | 15,308 | 16,928 | 41,337 | 44,461 | 48,278 | 50,993 |
| 29 | 13,121 | 14,256 | 16,047 | 17,708 | 42,557 | 45,722 | 49,588 | 52,336 |
| 30 | 13,787 | 14,953 | 16,791 | 18,493 | 43,773 | 46,979 | 50,892 | 53,672 |

(Sumber : DR, Ir, Suripin, Sistem Drainase Perkotaan Yang Berkelanjutan, 2004)

1 Uji keselarasan *Smirnov Kolmogorof*

Dengan membandingkan nilai probabilitas untuk tiap variabel dari distribusi empiris dan teoritis didapat perbedaan (Δ) tertentu.

$$\text{Rumus : } \alpha = \frac{P_{\max}}{P_{xo}} - \frac{P_{xi}}{\Delta_{cr}}$$

Tabel 3.4 Nilai delta kritis untuk Uji keselarasan

Smirnov Kolmogorof

| N | Δ | | | |
|------|----------|---------|---------|----------|
| | | | | |
| 5 | 0,45 | 0,51 | 0,56 | 0,67 |
| 10 | 0,32 | 0,37 | 0,41 | 0,49 |
| 15 | 0,27 | 0,30 | 0,34 | 0,00 |
| 20 | 0,23 | 0,26 | 0,29 | 0,36 |
| 25 | 0,21 | 0,24 | 0,27 | 0,32 |
| 30 | 0,19 | 0,22 | 0,24 | 0,29 |
| 35 | 0,18 | 0,20 | 0,23 | 0,27 |
| 40 | 0,17 | 0,19 | 0,21 | 0,25 |
| 45 | 0,16 | 0,18 | 0,20 | 0,24 |
| 50 | 0,15 | 0,17 | 0,19 | 0,23 |
| n>50 | 1,07/ n | 1,22/ n | 1,36/ n | 1,693/ n |

(Sumber : CD Soemarto, Hidrologi Teknik, 1999)

Untuk mendapatkan debit banjir rencana digunakan curah hujan rencana yang didapat berdasarkan perhitungan dengan menggunakan jenis sebaran yang cocok.

3.3.1.4 Metode *Gumbel*

Rumus :
$$X_T = \bar{X} + \frac{Y_t - Y_n}{S_n} \times S_x$$

Dimana : X_T = hujan harian dengan periode ulang T tahun (mm)

\bar{X} = curah hujan rata-rata hasil pengamatan

Y_t = *reduced variate*, parameter *Gumbel* untuk periode T tahun

Y_n = *reduced mean*, merupakan fungsi dari banyaknya data (n)

S_n = *reduced standar deviasi*, merupakan fungsi dari banyaknya data (n)

$$S_x = \text{standar deviasi} = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{n - 1}}$$

X_i = curah hujan maximum tahun ke- i (mm)

n = lamanya pengamatan

Tabel 3.5 Reduced Mean (Y_n)

| n | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 10 | 0,4952 | 0,4996 | 0,5035 | 0,5070 | 0,5100 | 0,5128 | 0,5157 | 0,5181 | 0,5202 | 0,5220 |
| 20 | 0,5236 | 0,5252 | 0,5268 | 0,5283 | 0,5296 | 0,5300 | 0,5820 | 0,5882 | 0,5343 | 0,5353 |
| 30 | 0,5363 | 0,5371 | 0,5380 | 0,5388 | 0,5396 | 0,5400 | 0,5410 | 0,5418 | 0,5424 | 0,5430 |
| 40 | 0,5463 | 0,5442 | 0,5448 | 0,5453 | 0,5458 | 0,5468 | 0,5468 | 0,5473 | 0,5477 | 0,5481 |
| 50 | 0,5485 | 0,5489 | 0,5493 | 0,5497 | 0,5501 | 0,5504 | 0,5508 | 0,5511 | 0,5515 | 0,5518 |
| 60 | 0,5521 | 0,5524 | 0,5527 | 0,5530 | 0,5533 | 0,5535 | 0,5538 | 0,5540 | 0,5543 | 0,5545 |
| 70 | 0,5548 | 0,5550 | 0,5552 | 0,5555 | 0,5557 | 0,5559 | 0,5561 | 0,5563 | 0,5565 | 0,5567 |
| 80 | 0,5569 | 0,5570 | 0,5572 | 0,5574 | 0,5576 | 0,5578 | 0,5580 | 0,5581 | 0,5583 | 0,5585 |
| 90 | 0,5586 | 0,5587 | 0,5589 | 0,5591 | 0,5592 | 0,5593 | 0,5595 | 0,5596 | 0,8898 | 0,5599 |
| 100 | 0,56 | | | | | | | | | |

(Sumber : CD Soemarto, Hidrologi Teknik, 1999)

Tabel 3.6 Reduced Standard Deviation (S)

| n | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 10 | 0,9496 | 0,9676 | 0,9833 | 0,9971 | 1,0095 | 1,0206 | 1,0316 | 1,0411 | 1,0493 | 1,0565 |
| 20 | 1,0628 | 1,0696 | 1,0754 | 1,0811 | 1,0864 | 1,0915 | 1,0961 | 1,1004 | 1,1047 | 1,1080 |
| 30 | 1,1124 | 1,1159 | 1,1193 | 1,2260 | 1,1255 | 1,1285 | 1,1313 | 1,1339 | 1,1363 | 1,1388 |
| 40 | 1,1413 | 1,1436 | 1,1458 | 1,1480 | 1,1499 | 1,1519 | 1,1538 | 1,1557 | 1,1574 | 1,1590 |
| 50 | 1,1607 | 1,1623 | 1,1638 | 1,1658 | 1,1667 | 1,1681 | 1,1696 | 1,1708 | 1,1721 | 1,1734 |
| 60 | 1,1747 | 1,1759 | 1,1770 | 1,1782 | 1,1793 | 1,1803 | 1,1814 | 1,1824 | 1,1834 | 1,1844 |
| 70 | 1,1854 | 1,1863 | 1,1873 | 1,1881 | 1,1890 | 1,1898 | 1,1906 | 1,1915 | 1,1923 | 1,1930 |
| 80 | 1,1938 | 1,1945 | 1,1953 | 1,1959 | 1,1967 | 1,1973 | 1,1980 | 1,1987 | 1,1994 | 1,2001 |
| 90 | 1,2007 | 1,2013 | 1,2026 | 1,2032 | 1,2038 | 1,2044 | 1,2046 | 1,2049 | 1,2055 | 1,2060 |
| 100 | 1,2065 | | | | | | | | | |

(Sumber : CD Soemarto, Hidrologi Teknik, 1999)

Tabel 3.7 Reduced Variate (Y_t)

| Periode Ulang | Reduced Variate |
|---------------|-----------------|
| 2 | 0,3665 |
| 5 | 1,4999 |
| 10 | 2,2502 |
| 20 | 2,9606 |
| 25 | 3,1985 |
| 50 | 3,9019 |
| 100 | 4,6001 |

| | |
|-------|--------|
| 200 | 5,2960 |
| 500 | 6,2140 |
| 1000 | 6,9190 |
| 5000 | 8,5390 |
| 10000 | 9,9210 |

(Sumber : CD Soemarto, Hidrologi Teknik, 1999)

3.3.1.5 Metode distribusi Log Pearson III

Rumus : $\text{Log } X_T = \overline{\text{Log } X} + k \cdot S_x \cdot \text{Log } X$

$$\text{Nilai rata-rata : } \overline{\text{Log } X} = \frac{\sum_{i=1}^n \text{Log } X}{n} \dots\dots\dots (3.12)$$

$$\text{Standar deviasi : } S_x = \frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log } X - \overline{\text{Log } X})^2}{n-1} \dots\dots\dots (3.13)$$

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log } X_i - \overline{\text{Log } X})^3}{(n-1)(n-2)S^2} \dots\dots\dots (3.14)$$

Dimana : $\text{Log } X_T$ = Logaritma curah hujan dalam periode ulang T tahun (mm)

$\overline{\text{Log } X}$ = Rata-rata logaritma curah hujan

n = Jumlah pengamatan

Cs = Koefisien Kemencengan

(Sumber : CD Soemarto, Hidrologi Teknik, 1999)

Tabel 3.8 Harga k untuk Distribusi Log Pearson III

| Kemencengan | Periode Ulang (Tahun) | | | | | | | |
|-------------|-------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 2 | 5 | 10 | 25 | 50 | 100 | 200 | 500 |
| (CS) | Peluang (%) | | | | | | | |
| | 50 | 20 | 10 | 4 | 2 | 1 | 0,5 | 0,1 |
| 3,0 | -0,3986 | 0,420 | 1,180 | 2,278 | 3,152 | 4,051 | 4,970 | 7,250 |
| 2,5 | -0,360 | 0,518 | 1,250 | 2,262 | 3,048 | 3,845 | 4,652 | 6,600 |
| 2,2 | -0,330 | 0,574 | 1,840 | 2,240 | 2,970 | 3,705 | 4,444 | 6,200 |
| 2,0 | -0,307 | 0,609 | 1,302 | 2,219 | 2,912 | 3,605 | 4,298 | 5,910 |
| 1,8 | -0,282 | 0,643 | 1,318 | 2,193 | 2,848 | 3,499 | 4,147 | 5,660 |
| 1,6 | -0,254 | 0,675 | 1,329 | 2,163 | 2,780 | 3,388 | 6,990 | 5,390 |

| | | | | | | | | |
|-----|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1,4 | -0,225 | 0,705 | 1,337 | 2,128 | 2,706 | 3,271 | 3,828 | 5,110 |
| 1,2 | -0,195 | 0,732 | 1,340 | 2,087 | 2,626 | 3,149 | 3,661 | 4,820 |
| 1,0 | -0,164 | 0,758 | 1,340 | 2,043 | 2,542 | 3,022 | 3,489 | 4,540 |
| 0,9 | -0,148 | 0,769 | 1,339 | 2,018 | 2,498 | 2,957 | 3,401 | 4,395 |
| 0,8 | -0,132 | 0,780 | 1,336 | 1,998 | 2,453 | 2,891 | 3,312 | 4,250 |
| 0,7 | -0,166 | 0,790 | 1,333 | 1,967 | 2,407 | 2,824 | 3,223 | 4,105 |
| 0,6 | -0,099 | 0,800 | 1,328 | 1,939 | 2,359 | 2,755 | 3,132 | 3,960 |
| 0,5 | -0,083 | 0,808 | 1,323 | 1,910 | 2,311 | 2,686 | 3,041 | 3,815 |
| 0,4 | -0,066 | 0,816 | 1,317 | 1,880 | 2,261 | 2,615 | 2,949 | 3,670 |

Lanjutan Tabel 3.8 Harga k untuk Distribusi Log Pearson III

| Kemencengan (CS) | Periode Ulang (Tahun) | | | | | | | |
|-----------------------|-------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 2 | 5 | 10 | 25 | 50 | 100 | 200 | 500 |
| (CS) | Peluang (%) | | | | | | | |
| | 50 | 20 | 10 | 4 | 2 | 1 | 0,5 | 0,1 |
| 0,3 | -0,050 | 0,824 | 1,309 | 1,849 | 2,211 | 2,544 | 2,856 | 5,525 |
| 0,2 | -0,033 | 0,831 | 1,301 | 1,818 | 2,159 | 2,472 | 2,763 | 3,380 |
| 0,1 | -0,017 | 0,836 | 1,292 | 1,785 | 2,107 | 2,400 | 2,670 | 3,235 |
| 0,0 | 0,000 | 0,842 | 1,282 | 1,751 | 2,054 | 2,326 | 2,576 | 3,090 |
| -0,1 | 0,017 | 0,836 | 1,270 | 1,761 | 2,000 | 2,252 | 2,482 | 3,950 |
| -0,2 | 0,033 | 0,850 | 1,258 | 1,680 | 1,945 | 2,178 | 2,388 | 2,810 |
| -0,3 | 0,050 | 0,830 | 1,245 | 1,643 | 1,890 | 2,104 | 2,294 | 2,675 |
| -0,4 | 0,066 | 0,855 | 1,231 | 1,606 | 1,834 | 2,029 | 2,201 | 2,540 |
| -0,5 | 0,083 | 0,856 | 1,216 | 1,567 | 1,777 | 1,955 | 2,108 | 2,400 |
| -0,6 | 0,099 | 0,857 | 1,200 | 1,528 | 1,720 | 1,880 | 2,016 | 2,275 |
| -0,7 | 0,116 | 0,857 | 1,183 | 1,488 | 1,663 | 1,806 | 1,926 | 2,150 |
| -0,8 | 0,132 | 0,856 | 1,166 | 1,488 | 1,606 | 1,733 | 1,837 | 2,035 |
| -0,9 | 0,148 | 0,854 | 1,147 | 1,407 | 1,549 | 1,660 | 1,749 | 1,910 |
| -1,0 | 0,164 | 0,852 | 1,128 | 1,366 | 1,492 | 1,588 | 1,664 | 1,800 |
| -1,2 | 0,195 | 0,844 | 1,086 | 1,282 | 1,379 | 1,449 | 1,501 | 1,625 |
| -1,4 | 0,225 | 0,832 | 1,041 | 1,198 | 1,270 | 1,318 | 1,351 | 1,465 |
| -1,6 | 0,254 | 0,817 | 0,994 | 1,116 | 1,166 | 1,200 | 1,216 | 1,280 |
| -1,8 | 0,282 | 0,799 | 0,945 | 1,035 | 1,069 | 1,089 | 1,097 | 1,130 |
| -2,0 | 0,307 | 0,777 | 0,895 | 0,959 | 0,980 | 0,990 | 1,995 | 1,000 |
| -2,2 | 0,330 | 0,752 | 0,844 | 0,888 | 0,900 | 0,905 | 0,907 | 0,910 |
| -2,5 | 0,360 | 0,711 | 0,771 | 0,793 | 1,798 | 0,799 | 0,800 | 0,802 |
| -3,0 | 0,396 | 0,636 | 0,660 | 0,666 | 0,666 | 0,667 | 0,667 | 0,668 |

(Sumber : CD Soemarto, Hidrologi Teknik, 1999)

3.3.2 DEBIT BANJIR RENCANA

Metode untuk mendapatkan debit banjir rencana dapat menggunakan beberapa metode sebagai berikut :

3.3.2.1 Perhitungan debit banjir rencana metode *Haspers*

Rumus : $Q_n = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A$

$$\alpha = \frac{1 + 0,012 \cdot A^{0,70}}{1 + 0,075 \cdot A^{0,70}}$$

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + 3,70 \cdot 10^{-0,40}}{t^2 + 15} \times \frac{A^{0,75}}{12}$$

$$q_n = \frac{R_n}{3,6 \cdot t}$$

$$t = 0,10L^{0,80} \cdot i^{-0,30}$$

$$R_n = \frac{t \cdot R_t}{t = 1}$$

Dimana: Q_n = debit banjir rencana (m^3/dt)

α = koefisien pengaliran (*Run Off Coeficient*)

β = koefisien reduksi (*Reduction Coeficient*)

q_n = banyaknya air yang mengalir tiap km, ($m^3/dt/km^2$)

A = luas DAS (*Cathment Area*), (km^2)

Analisis metode ini pada dasarnya merupakan metode empiris dengan persamaan umum sebagai berikut :

$$Q_n = C \times \beta \times q \times A$$

1. Koefisien aliran (C) dihitung dengan rumus :

$$C = \frac{1 + 0,012 \cdot A^{0,7}}{1 + 0,075 \cdot A^{0,7}}$$

Di mana A : Luas DAS (km^2)

2. Koefisien Reduksi (β) dihitung dengan rumus :

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t(3,7 \times 10^{0,4t})}{(t + 15)} \times \frac{A^{0,75}}{12}$$

Dimana : β = koefisien reduksi

t = waktu konsentrasi (jam)

A = luas DAS (km^2)

3. Waktu konsentrasi dihitung dengan rumus

$$t = 0,1 \times L^{0,9} \times i^{-0,3}$$

Dimana : t = waktu konsentrasi/ lama hujan terpusat (jam)

L = panjang sungai (km)

4. Modul maksimum menurut *Haspers* dirumuskan

$$q = \frac{Rt}{3,6xt}$$

$$Rt = R + Sx \cdot U$$

Dimana : t = waktu konsentrasi/ lama hujan terpusat

R = curah hujan maksimum rata-rata

Sx = simpangan baku (standar deviasi)

Rt = curah hujan dengan kala ulang T tahun (mm)

5. Intensitas Hujan

Untuk $T < 2$ jam

$$Rt = \frac{txR_{24}}{t + 1 - 0,008(260 - R_{24})(2 - t)}$$

Untuk $2 < t < 19$ jam

$$Rt = \frac{txR_{24}}{t + 1}$$

Untuk $19 < t < 30$ hari

$$Rt = 0,707 \times R_{24} \times t + 1$$

Dimana : t = waktu konsentrasi / lama hujan terpusat

R = curah hujan maksimum rata-rata

Sx = simpangan baku (standar deviasi)

3.3.2.2 Metode Manual Sumatra Jawa

Persamaan yang digunakan :

$$\begin{aligned} \text{APBAR} &= \text{PBAR} \cdot \text{ARF} \\ \text{SIMS} &= H / \text{MSL} \\ \text{LAKE} &= \frac{\text{Luas DAS di hulu bendung}}{\text{Luas DAS total}} \\ V &= 1,02 - 0,0275 \log (\text{AREA}) \\ \text{MAF} &= 8 \cdot 10^6 \cdot \text{AREA}^v \cdot \text{APBAR}^{2,455} \cdot \text{SIMS}^{0,177} \cdot (1 \pm \text{LAKE})^{-0,85} \end{aligned}$$

Parameter yang digunakan :

AREA : Luas DAS (km²)

PBAR : Hujan 24 jam maksimum rerata tahunan (mm)

ARF : Faktor reduksi (table 3.1)

SIMS : Indeks kemiringan = H/ MSL

H : Beda tinggi antara titik pengamatan dengan ujung sungai tertinggi

MSL : Panjang sungai sampai titik pengamatan (km)

LAKE : Indeks danau

GF : *Growth Factor* (Tabel 3.2)

Q : Debit banjir rencana

Tabel 3.9 Faktor reduksi (ARF)

| DAS (km ²) | ARF |
|-------------------------|------------------------|
| 1 - 10 | 0,99 |
| 10 – 30 | 0,97 |
| 30 - 3000 | $1,52 - 0,0123 \log A$ |

(Sumber : Banjir Rencana untuk Bangunan Air, Joesron Loebis, 1990)

Tabel 3.10 Growth Factor (GF)

| Return Period (T) | Luas Catchment Area (km ²) | | | | | |
|----------------------|---|------|------|------|------|--------|
| | < 180 | 300 | 600 | 900 | 1200 | > 1500 |
| 5 | 1,28 | 1,27 | 1,24 | 1,22 | 1,19 | 1,17 |
| 10 | 1,56 | 1,54 | 1,48 | 1,49 | 1,47 | 1,37 |
| 20 | 1,88 | 1,84 | 1,75 | 1,70 | 1,64 | 1,59 |
| 50 | 2,35 | 2,30 | 2,18 | 2,10 | 2,03 | 1,95 |
| 100 | 2,78 | 2,72 | 2,57 | 2,47 | 2,37 | 2,27 |

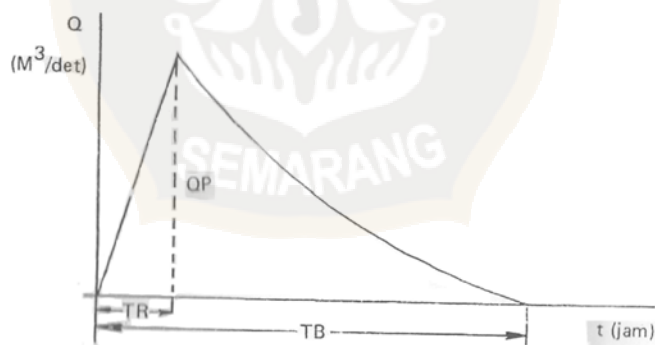
(Sumber : Banjir Rencana untuk Bangunan Air, Joesron Loebis, 1990)

3.3.2.3 Metode Analisis Hidrograf Satuan Sintetik Gamma I

Cara ini dipakai sebagai upaya untuk memperoleh hidrograf satuan suatu DAS yang belum pernah terukur, dengan pengertian lain tidak tersedia data pengukuran debit maupun data AWLR (*Automatic Water Level Recorder*) pada suatu tempat tertentu dalam sebuah DAS (tidak ada stasiun hidrometer).

Hidrograf satuan sintetik secara sederhana dapat disajikan empat sifat dasarnya yang masing – masing disampaikan sebagai berikut :

- 1) Waktu naik (*Time of Rise*, TR), yaitu waktu yang diukur dari saat hidrograf mulai naik sampai terjadinya debit puncak.
- 2) Debit puncak (*Peak Discharge*, Qp).
- 3) Waktu dasar (*Base Time*, TB), yaitu waktu yang diukur dari saat hidrograf mulai naik sampai berakhirnya limpasan atau debit sama dengan nol.
- 4) Koefisien tampungan (*Storage Coefficient*), yang menunjukkan kemampuan DAS dalam fungsi sebagai tampungan air.



Gambar 3.20 Sketsa Hidrograf Satuan Sintetis

Sisi naik hidrograf satuan diperhitungkan sebagai garis lurus sedang sisi resesi (*ressesion climb*) hidrograf satuan disajikan dalam persamaan eksponensial berikut :

$$Q_t = Q_p \cdot e^{\frac{-t}{k}}$$

Di mana :

Q_t = Debit yang diukur dalam jam ke – t sesudah debit puncak (m^3/dt)

Q_p = Debit puncak (m^3/dt)

t = Waktu yang diukur pada saat terjadinya debit puncak (jam)

k = Koefisien tampungan dalam jam

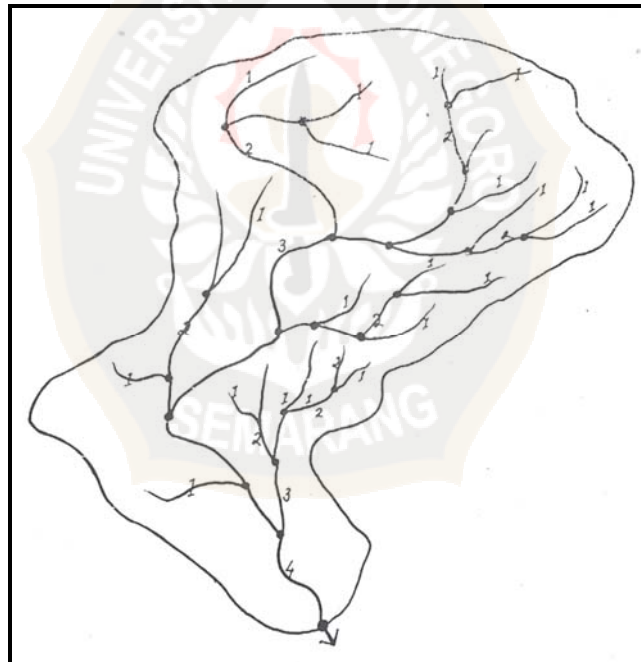
$$Tr = 0,43 \left[\frac{L}{100.SF} \right]^3 + 1,0665.SIM + 1,2775$$

Di mana :

Tr = Waktu naik (jam)

L = Panjang sungai (km)

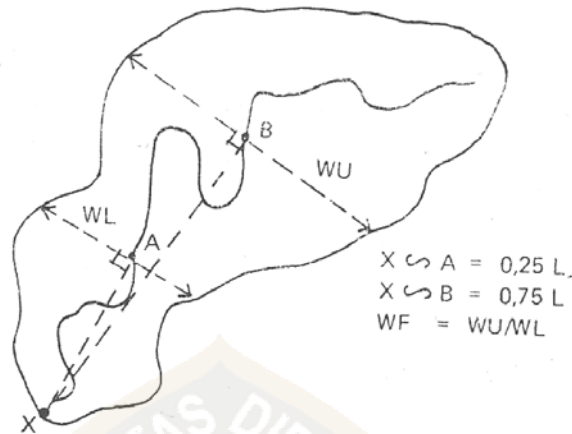
SF = Faktor sumber yaitu perbandingan antara jumlah panjang tingkat satu dengan jumlah panjang sungai semua tingkat



Gambar 3.21 Sketsa Penetapan Panjang dan Tingkat Sungai

$$SF = (L_1 + L_1) / (L_1 + L_1 + L_2)$$

SIM = Faktor simetri ditetapkan sebagai hasil kali antara faktor lebar (WF) dengan luas relatif DAS sebelah hulu



Gambar 3.22 Sketsa Penetapan WF.

$$A-B = 0,25 L$$

$$A-C = 0,75 L$$

$$WF = W_u / W_i$$

$$Q_p = 0,1836 \cdot A^{0,5886} \cdot T_r^{-0,4008} \cdot JN^{0,2381}$$

Di mana :

Q_p = Debit puncak (m^3/dt)

JN = Jumlah pertemuan sungai

$$T_B = 27,4132 \cdot T_r^{0,1457} \cdot S^{-0,0986} \cdot SN^{0,7344} \cdot RUA^{0,2574}$$

Di mana :

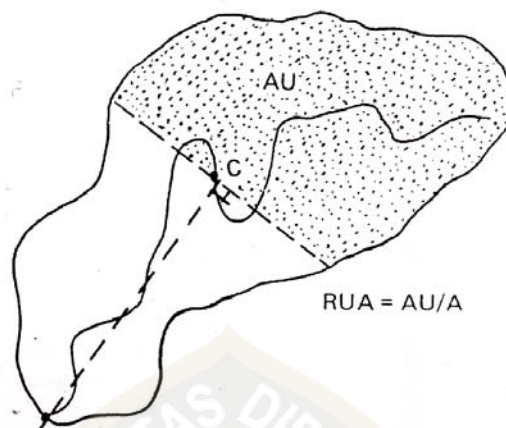
T_B = Waktu dasar (jam)

S = Landai sungai rata-rata

SN = Frekuensi sumber yaitu perbandingan antara jumlah segmen sungai-sungai tingkat satu dengan jumlah semua sungai semua tingkat.

RUA = Perbandingan antara luas DAS yang diukur di hulu garis yang ditarik tegak lurus garis hubung antara stasiun pengukuran dengan titik yang paling dekat dengan titik berat DAS melewati titik tersebut dengan luas DAS total.

$$RUA = Au/ A$$



Gambar 3.23 Sketsa Penetapan RUA

Penetapan hujan efektif untuk memperoleh hidrograf dilakukan dengan menggunakan indeks infiltrasi. Untuk memperoleh indeks ini agak sulit, untuk itu digunakan pendekatan dengan mengikuti petunjuk *Barnes* (1959). Perkiraan dilakukan dengan mempertimbangkan pengaruh parameter DAS yang secara hidrologi dapat diketahui pengaruhnya terhadap indeks infiltrasi. Persamaan pendekatannya adalah sebagai berikut :

$$\Phi = 10,4903 - 3,859 \cdot 10^{-6} \cdot A^2 + 1,6985 \cdot 10^{-13} \cdot (A/ SN)^4$$

Untuk memperkirakan aliran dasar digunakan persamaan pendekatan berikut ini. Persamaan ini merupakan pendekatan untuk aliran dasar yang tetap, dengan memperhatikan pendekatan *Kraijenhoff Van Der Leur* (1967) tentang hidrograf air tanah.

$$QB = 0,4751 \cdot A^{0,644} \cdot D^{0,9430}$$

Di mana :

QB = Aliran dasar

A = Luas DAS (km²)

D = Kerapatan jaringan kuras (*drainage density*)/ indeks kerapatan sungai, yaitu perbandingan jumlah panjang sungai semua tingkat tiap satuan luas DAS.

$$k = 0,5617 \cdot A^{0,1798} \cdot S^{-0,1446} \cdot SF^{-1,0897} \cdot D^{0,0452}$$

Di mana :

k = Koefisien tampungan

3.3.2.4 Metode *Passing Capacity*

Cara ini dipakai dengan jalan mencari informasi yang dipercaya tentang tinggi muka air banjir maksimum yang pernah terjadi. Selanjutnya dihitung besarnya debit banjir rencana dengan rumus :

$$Q = A \times V$$

$$V = c \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad (\text{Rumus } Chezy)$$

$$c = \frac{87}{1 + \frac{m}{\sqrt{R}}} \quad (\text{Rumus.....})$$

$$R = \frac{A}{P}$$

Di mana :

Q = Volume banjir yang melalui tampang (m^3/dt)

A = Luas penampang basah (m^2)

V = Kecepatan aliran (m/dt)

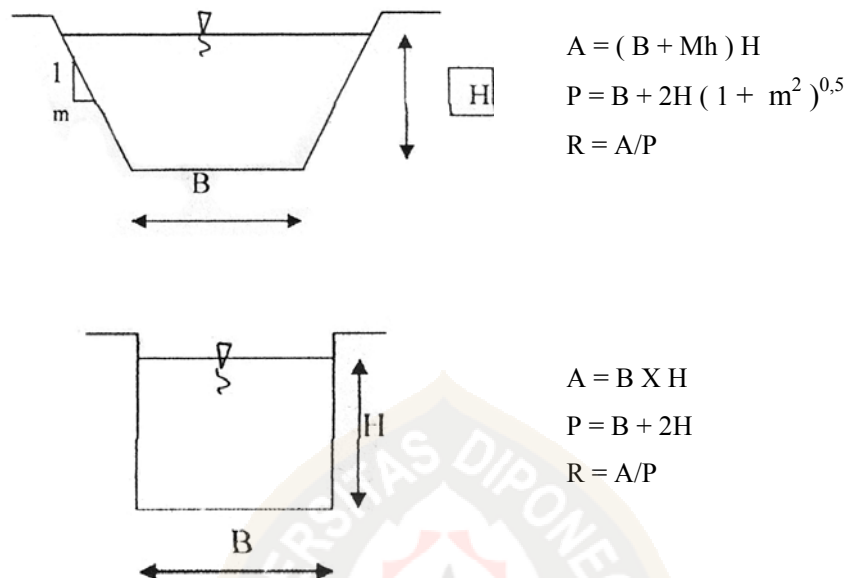
R = Jari – jari hidrolis (m)

I = Kemiringan sungai

P = Keliling penampang basah (m)

c = Koefisien *Chezy*

B = Lebar sungai (m)



Gambar 3.24 Jenis – jenis Penampang

3.4 DESAIN HIDROLIS PERBAIKAN BAGIAN HILIR BENDUNG

3.4.1 Tinjauan Terhadap Gerusan

3.4.1.1 Metode Lacey

Rumus :

$$R = 0,47 (Q/f)^{1/3} \dots\dots\dots (3.80)$$

$$f = 1,76 \cdot D_m^{0,5} \dots\dots\dots (3.81)$$

Di mana :

R = kedalaman gerusan di bawah permukaan banjir (m)

Q = debit yang melimpah di atas mercu (m³/dt)

f = faktor lumpur Lacey

D_m = diameter rata – rata material dasar sungai (mm)

3.4.1.2 Metode Vendjik

Rumus :

$$R = (2,4 \times H_{cr}) + (0,4 \times z) \dots\dots\dots (3.82)$$

Di mana :

$$\begin{aligned} R &= \text{scouring (m)} \\ H_{cr} &= \text{tinggi kritis (m)} \\ z &= \text{elevasi m.a hulu – elevasi m.a hilir (m)} \\ H_{cr} &= (q^2 / g)^{1/3} \end{aligned}$$

3.4.1.3 `Metode Shoclistch

Rumus :

$$R = 4,75 \times 11^{0,2} \times q^{0,57} \times dt^{-0,32} \dots\dots\dots(3.83)$$

Di mana :

$$\begin{aligned} R &= \text{scouring (m)} \\ dt &= h_1 . g . z \\ H &= \text{tinggi m. a di atas mercu (m)} \end{aligned}$$

3.4.2 Panjang Terjunan (lw)

Rumus :

$$lw = V_0 [2 (H + 0,5 h) / g] \dots\dots\dots(3.84)$$

Di mana:

$$\begin{aligned} H_1 &= \text{beda tinggi antara mercu dengan elevasi dasar hilir} \\ V_0 &= q_0 / hw (m / dt) \\ V_0 &= \text{kecepatan di hulu (m / dt)} \\ q_0 &= Q / B (m^3 / dt / m') \\ h_1 &= \text{tinggi air pada titik jatuhnya terjunan (m)} \\ h_1 &= q_1 / v_1 (m) \\ V_1 &= \text{kecepatan pada jatuhnya air (m / dt)} \\ V_1 &= \sqrt{2.g(H_1 + hw)} \end{aligned}$$

3.4.3 Panjang Loncatan Air (Lj)

Rumus :

$$Lj = \beta . hj \dots\dots\dots(3.85)$$

$$h_j = \frac{h_1}{2(\sqrt{1+8.F_1^2}-1)} \dots\dots\dots(3.86)$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g.h_1}} \dots\dots\dots(3.87)$$

Di mana :

L_j = panjang loncatan air (m)

β = koefisien (4,5 – 5)

h_j = tinggi muka air sampai dasar sungai (m)

(Sumber : KP 02, DPU Dirjen Pengairan)

3.4.4 Menentukan Ukuran Isian Batu

Berdasarkan hukum *Stokes* :

$$V_1 = 0,055 \frac{\rho_s - \rho_w \cdot g \cdot d^2}{\rho_w \cdot \nu} \dots\dots\dots(3.88)$$

Di mana :

V_1 = kecepatan jatuh (m/ dt)

ρ_s = *specific weight of grain* (kg/ m³)

ρ_w = *specific weight of water* (kg/ m³)

- g = percepatan gravitasi (m/ dt²)
 u = kekentalan kinematik (m²/ dt)
 d = diameter batu (m)

3.4.5 Kedalaman Gerusan Lokal Setelah Diisi Batu (m)

Tabel 3.11 Kedalaman gerusan lokal

| (H + h) M | Kedalaman maksimum gerusan lokal D _{max} (m) | | | | |
|----------------|---|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | d ₅₀ = 0,750 | d ₅₀ = 0,500 | d ₅₀ = 0,250 | d ₅₀ = 0,125 | d ₅₀ = 0,075 |
| 5,00 | 0,04 | 0,03 | 0,12 | 0,17 | 0,70 |
| 5,20 | 0,06 | 0,05 | 0,17 | 0,27 | 0,83 |
| 5,40 | 0,07 | 0,07 | 0,21 | 0,36 | 0,95 |
| 5,60 | 0,09 | 0,09 | 0,25 | 0,46 | 1,07 |
| 5,80 | 0,10 | 0,10 | 0,29 | 0,55 | 1,18 |
| 6,00 | 0,11 | 0,12 | 0,33 | 0,63 | 1,29 |
| 6,20 | 0,12 | 0,14 | 0,37 | 0,72 | 1,39 |
| 6,40 | 0,13 | 0,15 | 0,40 | 0,80 | 1,49 |
| 6,60 | 0,15 | 0,17 | 0,44 | 0,88 | 1,59 |
| 6,80 | 0,16 | 0,19 | 0,47 | 0,95 | 1,69 |
| 7,00 | 0,17 | 0,20 | 0,51 | 1,03 | 1,78 |
| 7,20 | 0,18 | 0,21 | 0,54 | 1,10 | 1,87 |
| 7,40 | 0,19 | 0,23 | 0,57 | 1,17 | 1,96 |
| 7,60 | 0,20 | 0,24 | 0,60 | 1,24 | 2,05 |
| 7,80 | 0,21 | 0,26 | 0,63 | 1,30 | 2,13 |
| 8,00 | 0,22 | 0,27 | 0,66 | 1,37 | 2,21 |
| 8,20 | 0,22 | 0,28 | 0,69 | 1,43 | 2,29 |
| 8,40 | 0,23 | 0,29 | 0,71 | 1,49 | 2,37 |
| 8,60 | 0,24 | 0,31 | 0,74 | 1,55 | 2,44 |
| 8,80 | 0,25 | 0,32 | 0,77 | 1,61 | 2,52 |
| 9,00 | 0,26 | 0,33 | 0,79 | 1,67 | 2,59 |
| 9,20 | 0,27 | 0,34 | 0,82 | 1,72 | 2,66 |
| 9,40 | 0,27 | 0,35 | 0,84 | 1,78 | 2,73 |
| 9,60 | 0,28 | 0,36 | 0,87 | 1,83 | 2,80 |
| 9,80 | 0,29 | 0,37 | 0,89 | 1,88 | 2,86 |
| 10,00 | 0,30 | 0,38 | 0,91 | 1,94 | 2,93 |
| 10,20 | 0,30 | 0,39 | 0,94 | 1,99 | 2,99 |

Lanjutan table 3.11 Kedalaman gerusan lokal

| (H + h) M | Kedalaman maksimum gerusan lokal D_{\max} (m) | | | | |
|----------------|---|------------------|------------------|------------------|------------------|
| | $d_{50} = 0,750$ | $d_{50} = 0,500$ | $d_{50} = 0,250$ | $d_{50} = 0,125$ | $d_{50} = 0,075$ |
| 10,40 | 0,31 | 0,40 | 0,96 | 2,04 | 3,05 |
| 10,60 | 0,32 | 0,41 | 0,98 | 2,08 | 3,11 |
| 10,80 | 0,32 | 0,42 | 1,00 | 2,13 | 3,17 |
| 11,00 | 0,33 | 0,43 | 1,02 | 2,18 | 3,23 |
| 11,20 | 0,34 | 0,44 | 1,04 | 2,22 | 3,29 |
| 11,40 | 0,34 | 0,45 | 1,06 | 2,27 | 3,35 |
| 11,60 | 0,35 | 0,46 | 1,08 | 2,31 | 3,40 |
| 11,80 | 0,36 | 0,47 | 1,10 | 2,36 | 3,46 |
| 12,00 | 0,36 | 0,48 | 1,12 | 2,40 | 3,51 |

(Sumber : Hasil penelitian laboratorium Hidraulika – Balai Sabo, Jogjakarta)

Ket :

d_{50} = representasi butiran dasar sungai

(H + h) = tinggi terjun alirannya :

3.5 STABILITAS BANGUNAN

3.5.1 Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah

Perhitungan daya dukung ini dipakai rumus daya dukung *Terzaghi*

Rumus : $q = c + N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$

Dimana :

q = daya dukung keseimbangan (t / m²)

B = lebar pondasi (m)

D = kedalaman pondasi (m)

c = kohesi

γ = berat isi tanah (t / m³)

N_c, N_q, N_γ = faktor daya dukung yang tergantung dari besarnya sudut geser dalam (ϕ)

(Sumber : DPU Pengairan, Standar Perencanaan Irigasi KP-02)

3.5.2 Stabilitas terhadap guling

Rumus : $Sf = \frac{\sum M_T}{\sum M_G} \geq 1,5$ (3.71)

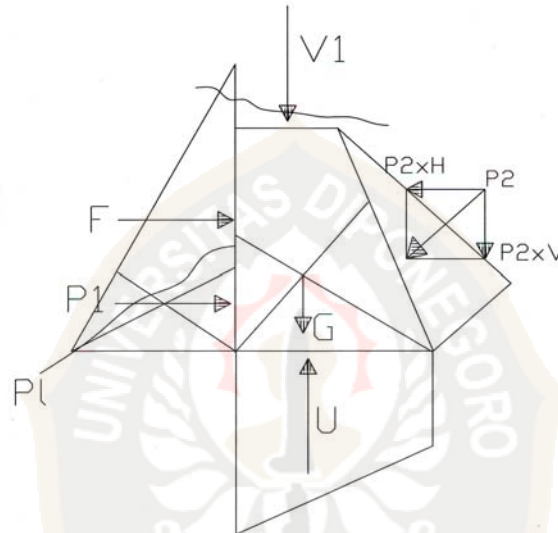
Di mana : S_f = faktor keamanan

$\sum M_T$ = besarnya momen tahan (KNm)

$\sum M_G$ = besarnya momen guling (KNm)

(Sumber : Teknik Bendung, Ir. Soedibyo)

3.5.3 Stabilitas Terhadap Geser



$$\sum V = \sum G + \sum W$$

Rumus : $S_f = \frac{\sum V}{\sum H} \geq 1,2$ (3.72)

Di mana : S_f = faktor keamanan

$\sum V$ = besarnya gaya vertikal (KN)

$\sum H$ = besarnya gaya horisontal (KN)

(Sumber : DPU Pengairan, Standar Perencanaan Irigasi KP-02)

3.5.4 Stabilitas Terhadap Eksentrisitas

Rumus : $e < 1/6 \cdot B$

$$E = \frac{1}{2} B - \frac{(M_t - M_g)}{V} \text{(3.73)}$$

Di mana : B = lebar dasar bendung yang ditinjau (m)

(Sumber : DPU Pengairan, Standar Perencanaan Irigasi KP-02)

3.5.5 Stabilitas Terhadap Piping (erosi bawah tanah)

Rumus : $CL = \frac{\sum L_v + \sum \frac{1}{3} L_h}{H}$ (3.74)

Di mana : CL = angka rembesan *Lane* (lihat Tabel 3.10)

$\sum L_v$ = jumlah panjang vertikal (m)

$\sum L_h$ = jumlah panjang horisontal (m)

H = beda tinggi muka air (m)

Tabel 3.12 Harga – harga minimum angka rembesan *Lane* (CL)

| Uraian | Angka rembesan <i>Lane</i> |
|--|----------------------------|
| Pasir sangat halus atau lanau | 8,5 |
| Pasir halus | 7,0 |
| Pasir sedang | 6,0 |
| Pasir kasar | 5,0 |
| Kerikil halus | 4,0 |
| Kerikil sedang | 3,5 |
| Kerikil kasar termasuk berangkal | 3,0 |
| Bongkah dengan sedikit berangkal dan kerikil | 2,5 |
| Lempung lunak | 3,0 |
| Lempung sedang | 2,0 |
| Lempung keras | 1,8 |
| Lempung sangat keras | 1,6 |

(Sumber : DPU Pengairan, Standar Perencanaan Irigasi KP-06)

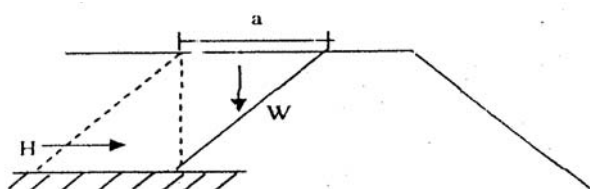
3.5.6 Stabilitas Terhadap Gempa

Rumus : $K = \alpha * \sum G$ (3.75)

Di mana : α = koefisien gempa

$\sum G$ = berat konstruksi total

3.5.7 Stabilitas Terhadap Gaya Lumpur



$$H = \frac{1}{2} \gamma L * h_1^2 * K_a$$

$$W = \frac{a * H}{2} * \gamma L$$

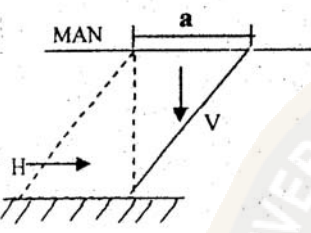
$$\gamma L = \gamma \text{ Lumpur}$$

$$K_a = \tan^2 (45 - \Phi/2)$$

Φ = sudut geser

dalam lumpur

3.5.8 Stabilitas Tekanan Hidrostatik Kondisi Normal

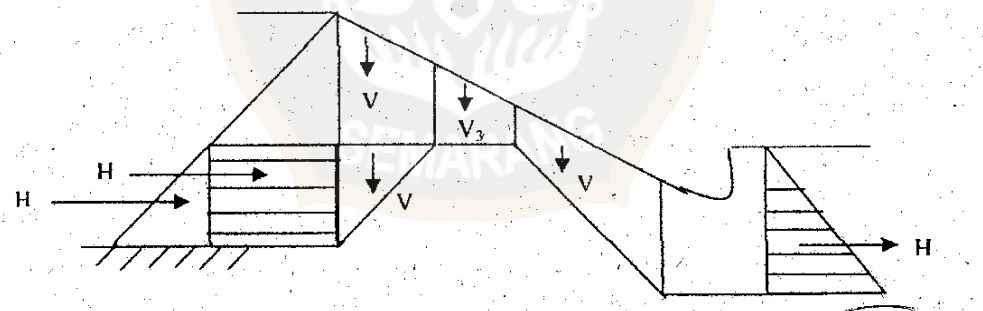


$$H = H^2 * \frac{1}{2} \gamma_w \dots\dots\dots (3.76)$$

$$V = \frac{a * H}{2} * \gamma_w \dots\dots\dots (3.77)$$

a = dihitung tergantung kemiringan mercu

3.5.9 Stabilitas Tekanan Hidrostatik Kondisi Banjir



Rumus : $H_1 = P * (H - P) * \gamma_w \dots\dots\dots (3.78)$

$$H_2 = \frac{1}{2} * P^2 * \gamma_w \dots\dots\dots (3.79)$$

H_3 diabaikan



